

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO PARA EL  
CONTROL DE ESTRUCTURAS UBICADAS EN LA  
COSTA DE GUERRERO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A

**MIGUEL ÁNGEL LUCHO CHANG**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

OCTUBRE DE 2012

---

*A mis padres y hermanos*

## *AGRADECIMIENTOS*

Mis más sinceros agradecimientos a las personas e instituciones que hicieron posible la realización de este trabajo. Agradezco en especial al Dr. Amador Terán Gilmore por su valioso apoyo como director de tesis. Hago extensiva al Dr. Dario Rivera Vargas y al Dr. Danny Arroyo Espinoza por las sugerencias y comentarios durante la revisión del contenido de este trabajo.

Además quiero expresar mi gratitud al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el financiamiento económico durante mis estudios de maestría. A la Universidad Autónoma Metropolitana y al Posgrado en Ingeniería Estructural, por brindar una formación académica de calidad.

---

---

# ÍNDICE

Alcance.....	4
--------------	---

## Capítulo 1. Introducción

1.1 Aislamiento sísmico.....	6
1.2 Estructuras esenciales.....	10
1.3 Peligro sísmico para la costa de Guerrero.....	12
1.4 Innovación requerida en México.....	15
1.5 Contribución de la tesis.....	16

## Capítulo 2. Apoyos elastoméricos

2.1 Conceptos.....	17
2.2 Características mecánicas.....	20
2.3 Herramientas de diseño.....	22
2.4 Estudios previos.....	23
2.4.1 Estudios analíticos.....	24
2.4.2 Estudios experimentales.....	25

## Capítulo 3. Estudios sobre aceleración de piso

3.1 Alcances.....	26
3.2 Modelos estructurales para la super-estructura.....	27
3.3 Excitaciones sísmicas.....	29
3.4 Sistemas de aislamiento.....	31
3.5 Modelado de los sistemas de aislamiento.....	38
3.6 Estudio paramétrico.....	40
3.6.1 Edificio de dos niveles.....	40
3.6.2 Edificio de cuatro niveles.....	56

## Capítulo 4. Ejemplo de aplicación

4.1 Estructura bajo consideración, base rígida.....	72
4.2 Estructura bajo consideración, base aislada.....	75
4.3 Respuesta dinámica de estructura aislada.....	76

## Capítulo 5. Conclusiones

Referencias.....	89
------------------	----

---

## ALCANCE

México es un país que está expuesto a una diversidad de peligros ocasionados por múltiples tipos de fenómenos naturales, que en ocasiones producen efectos desastrosos para su sociedad. Por sus características climáticas, topográficas e hidrológicas, y por la actividad volcánica y sísmica, prácticamente todas las regiones del país están propensas a recibir el embate de algún fenómeno natural.

Parte del territorio mexicano se encuentra ubicado sobre placas tectónicas que están en constante movimiento, y que por lo mismo exponen a un alto porcentaje del país a una amenaza sísmica que oscila entre intermedia y alta. Los efectos devastadores durante y después de un sismo resultan en un elevado número de víctimas, inestabilidad social y altas pérdidas económicas. Por tanto, es importante diseñar y construir edificaciones que sean capaces de resistir sismos sin resultar en costos excesivos para la sociedad civil. Esto implica la necesidad de plantear metodologías de diseño que permitan tener un adecuado control de daño en los sistemas estructural y no estructural, así como en los contenidos de una estructura.

Las normas mexicanas actuales de diseño sismorresistente, contemplan metodologías de diseño que se basan en aportar a la estructura una combinación de resistencia y rigidez, tal que la demanda de desplazamiento durante sismos severos no exceda la capacidad que tiene la estructura para distribuirla en sus elementos estructurales cuando entran en el rango plástico de comportamiento. Esto implica la aceptación de daño severo en el sistema estructural como condición de diseño. En otros países como Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda, los sistemas estructurales tradicionales suelen complementarse con dispositivos protectores. Mientras que algunos de estos dispositivos controlan la respuesta de la estructura mediante la disipación de energía, otros modifican las características dinámicas de la estructura de tal manera que reducen la energía que el movimiento del terreno le induce. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica en el sistema estructural, y a su vez, proteger a los componentes no estructurales y contenidos.

La técnica de control de respuesta sísmica se clasifica de acuerdo a la forma como los dispositivos protectores procesan la energía impuesta por el sismo (absorción, disipación y/o reducción). Con base en su uso, es posible plantear metodologías de diseño enfocadas a reducir las fuerzas internas y deformaciones que desarrolla el sistema estructural a través del uso de técnicas de control pasivo, activo, semiactivo e híbrido. Dentro del contexto de un control pasivo, encontramos al aislamiento sísmico, el cual puede lograrse a través de mecanismos deslizantes, de rodillos, y de elementos flexibles como aquellos fabricados a partir de elastómeros.

---

El objetivo principal de esta tesis consiste en estudiar la influencia de las propiedades estructurales de apoyos elastoméricos fabricados a partir de elastómeros y plomo en la respuesta dinámica de una estructura aislada. En particular se estudia el efecto que tienen las distribuciones de masa y rigidez lateral en altura de super-estructuras regulares resueltas a partir de marcos momento-resistentes; y la masa, amortiguamiento y rigidez lateral del sistema de aislamiento; en la respuesta dinámica de edificaciones aisladas. Lo anterior con el fin de estudiar las variaciones en las demandas de aceleración de entrepiso, y en función de esto, hacer posible en trabajos posteriores el planteamiento de una metodología de diseño que sea capaz de establecer un control en los niveles de aceleración en la super-estructura de sistemas aislados con apoyos elastoméricos (diseño basado en el control de aceleración).

El material presentado en esta tesis se divide en cinco capítulos:

- El capítulo 1 introduce el concepto de aislamiento sísmico y discute su aplicación en estructuras esenciales. Además se presenta la región de donde se obtuvieron los acelerogramas usados en el estudio, y se habla sobre la necesidad de aplicar nuevos enfoques de diseño sísmorresistente en México.
- El capítulo 2 presenta conceptos sobre aisladores elastoméricos, así como una discusión sobre estudios analíticos y experimentales previos llevados a cabo para este tipo de aisladores.
- En el capítulo 3 se presentan los modelos estructurales bajo estudio, la selección de los movimientos del terreno bajo consideración, y la calibración de los modelos de análisis. Se presentan y discuten los resultados obtenidos del análisis dinámico realizado a los sistemas aislados. El análisis de resultados se centra en las máximas de demandas de desplazamiento lateral en los sistemas de aislamiento, y en las correspondientes demandas de aceleración que alcanza la super-estructura.
- Con la finalidad de ampliar el estudio analítico, en el capítulo 4 se realiza un estudio particular como ejemplo de aplicación utilizando una escuela diseñada para construirse en zonas de alta sismicidad, considerada como zona D de acuerdo a la zonificación sísmica de la República Mexicana del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993). El análisis de resultados se basa en las demandas de aceleración que alcanza la superestructura y la influencia de los modos superiores en la amplificación de éstas.
- Por último, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones finales como resultado de los estudios analíticos realizados en los capítulos 3 y 4.

---

---

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo introduce el concepto de aislamiento sísmico y discute su aplicación en estructuras esenciales. Además se presenta la región de donde se obtuvieron los acelerogramas usados en el estudio, y se habla sobre la necesidad de aplicar nuevos enfoques de diseño sísmorresistente en México.

### 1.1 AISLAMIENTO SÍSMICO

El concepto de aislamiento sísmico ha sido considerado como una alternativa atractiva para el diseño sísmorresistente de las estructuras, particularmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para el sistema no estructural y los contenidos. Esta técnica permite concebir y diseñar sistemas estructurales que exhiban un comportamiento prácticamente elástico, de tal manera de minimizar el daño estructural a la vez que el control en los niveles de desplazamiento y aceleración en la super-estructura promueve la protección de los componentes no estructurales y contenidos, tales como fachadas, muros divisorios, equipos contra incendios, ductos de instalaciones, elevadores, equipos de laboratorios, muebles, entre otros (Mayes 2004).

El aislamiento sísmico se caracteriza por promover una reducción considerable de las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura mediante un incremento simultáneo del periodo fundamental de vibración de la estructura y de su capacidad de disipación de energía (Skinner et al. 1993, Buckle y Mayes 1992). La Figura 1.1 muestra que un incremento en el periodo fundamental de vibración desde el punto A al B, resulta en la disminución de los niveles de aceleración en la estructura, que se da de manera simultánea con un incremento en su desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento. Note además el efecto que tiene un incremento en el nivel de amortiguamiento de la estructura al comparar las demandas sísmicas asociadas a los puntos B y C. Si la demanda máxima de desplazamiento que el punto C implica para la estructura se considera aceptable, entonces será posible aislar la super-estructura (Kawashima, 2000).

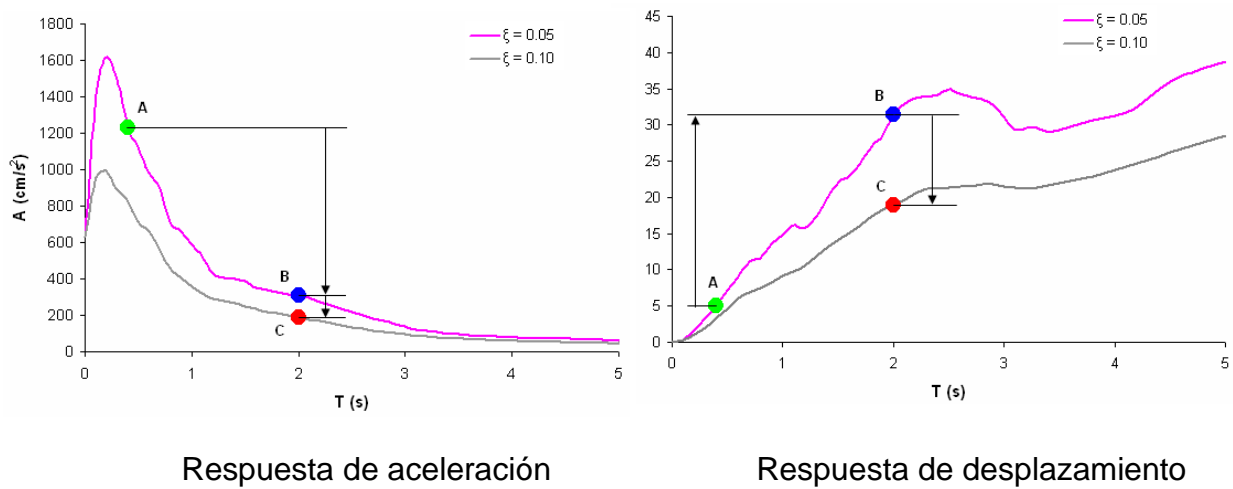


Figura 1.1: Principios de aislamiento sísmico

Debido al buen comportamiento que mostraron las estructuras aisladas durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995), la comunidad internacional de ingeniería estructural ha quedado convencida de la pertinencia del aislamiento sísmico en términos de incrementar el nivel de seguridad para los ocupantes, y hacer posible la operación completa e inmediata de las estructuras después de sismos severos. En contraste con lo anterior, algunas estructuras sin aislamiento de base que sobrevivieron estos eventos sin daño estructural llegaron a exhibir niveles de daño excesivos en su sistema no estructural y sus contenidos (Figuras 1.2 y 1.3). Lo anterior resultó, para ambos sismos, en pérdida de operación en varias áreas críticas de una gran cantidad de hospitales ubicados cerca de las zonas epicentrales.



Hospital VSA, 1994



Hospital Shiu-Tuan, 1999

Figura 1.2: Daño en contenidos

---

La Figura 1.2 muestra el estado de los contenidos después de una excitación sísmica. Dicho estado puede considerarse como una consecuencia directa de la interacción dinámica que se da entre los contenidos y los elevados niveles de aceleración de entrepiso. Conforme la altura de los entrepisos relativa al suelo se incrementa, los niveles de aceleración suelen ser mayores y, por tanto, se incrementan los niveles de peligro a los que están sujetos los contenidos. En caso de que las demandas de desplazamiento en la estructura sean elevadas, los elementos no estructurales que estén ligados al sistema estructural tenderán a dañarse de manera excesiva, tal como lo muestra la Figura 1.3.

El análisis de las consecuencias que el daño no estructural y en los contenidos tiene en la operación de un hospital, lleva a vislumbrar una situación que puede considerarse contradictoria: mientras que el sistema estructural del hospital permanece sin daño, los servicios de emergencia y post-desastre sufren complicaciones de importancia y aún interrupción. Además, es necesario considerar en términos económicos, que el costo del sistema no estructural y contenidos de un hospital (refinados y complejos por la naturaleza de las actividades en dicha estructura) pueden llegar a representar cerca del ochenta por ciento del costo directo de una instalación hospitalaria (Taghavi y Miranda, 2003). Dentro de este contexto, debe concluirse que es importante y urgente desarrollar e implantar sistemas innovadores adicionales a las componentes estructurales tradicionales; que sean capaces de modificar las características dinámicas de la estructura e incrementar su capacidad de disipación de energía para reducir los niveles de aceleración y desplazamiento lateral en la super-estructura. Conforme a lo discutido con anterioridad, este es el caso del aislamiento sísmico, cuyo objetivo central consiste en reducir los niveles de daño en las estructuras importantes o esenciales a través del control explícito de su respuesta dinámica.



Figura 1.3: Veteran's Hospital, Taiwán, 1999



---

Conforme se ilustra en la Figura 1.4, el concepto de aislamiento sísmico implica la instalación en la base de la estructura de dispositivos que acomoden prácticamente toda su deformación lateral, y que absorben una parte importante de la energía impuesta por el sismo. De esta manera, la super-estructura no absorbe una cantidad importante de energía y, por tanto sus niveles de movimiento se reducen sustancialmente con respecto al caso en que su base sea rígida. Entre otros, los dispositivos empleados para aislar las estructuras sismorresistentes son aisladores flexibles (sin o con complemento en términos de disipación de energía), y aisladores de fricción (deslizantes). En ocasiones se utiliza una combinación de aisladores, como es el caso de dispositivos elastoméricos que trabajan en el rango elástico y dispositivos elastoméricos con corazón de plomo que exhiben comportamiento tipo elasto-plástico. Lo anterior con el fin de minimizar la energía que es transmitida a la super-estructura, lo que hace que las energías con que contribuye (elástica por almacenamiento y cinética) para balancear la energía de entrada se minimice (Dargush y Soong, 1994).

En el caso de sistemas elastoméricos de aislamiento, la reducción de la demanda de energía en la super-estructura no sólo se da en términos de la contribución a su disipación en la base aislada, sino a la reducción en la entrada de energía que ocurre como consecuencia del aumento del periodo fundamental de vibración de la estructura aislada.

En cuanto a los aisladores de fricción, el mecanismo de disipación de energía se da por medio del deslizamiento entre la base de las columnas de la super-estructura, y platos de metal que se conectan a la cimentación (Kelly, Skinner y Heine, 1972). Vale la pena comentar que en edificios con periodos de vibración muy largos, no es recomendable utilizar la técnica de aislamiento basal con apoyos flexibles o con apoyos friccionantes. En este caso, el comportamiento no resultaría en una reducción sustancial de las fuerzas cortantes en la base de la super-estructura, y es difícil contrarrestar de manera confiable el efecto desestabilizante de las cargas gravitacionales.

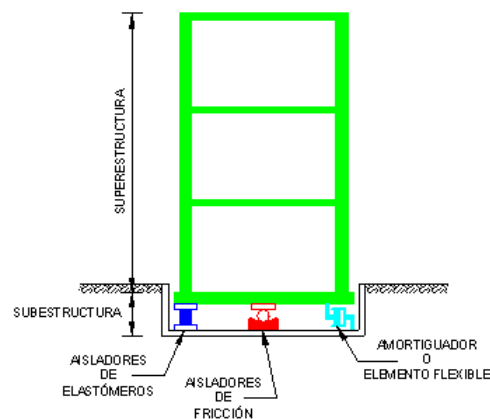


Figura 1.4: Aislamiento en la base

---

Conforme muestra la Figura 1.4, en ocasiones se utilizan amortiguadores adicionales para disminuir la sensibilidad del sistema aislado a las frecuencias de vibración del suelo y su vulnerabilidad ante la acción de los pulsos largos que exhiben los movimientos del terreno registrados en lugares cercanos al epicentro del sismo (Bozzo y Ordoñez, 2001). Además, la rigidez inicial proporcionada por los amortiguadores ayuda a controlar las vibraciones menores, lo que resulta en mayor confort para los usuarios.

Actualmente, se han desarrollado numerosas investigaciones para demostrar la eficiencia del aislamiento sísmico como una técnica para la sismorresistencia, y existen numerosos dispositivos comercialmente disponibles para uso práctico.

## **1.2 ESTRUCTURAS ESENCIALES**

Conforme se muestra esquemáticamente en la Figura 1.5, los desplazamientos y aceleraciones excesivas que pueden llegar a generarse en los entrepisos de una edificación convencional como consecuencia de la acción sísmica, producen daños significativos en los elementos estructurales y no estructurales, y en los contenidos. Dado que los requerimientos de diseño para estructuras convencionales buscan alcanzar un nivel de protección razonable contra fallas estructurales y pérdida de vida, sin preocuparse en limitar el daño y mantener las funciones de la estructura; en algunos casos el costo del daño no estructural causado por sismos es mayor que el asociado al sistema estructural.

Entre las estructuras que están expuestas a mayores daños en sus contenidos son las que aportan servicios esenciales para una sociedad. Se entiende como una estructura esencial aquella que por su función debe estar en servicio después de la ocurrencia de un sismo. Este es el caso de hospitales, escuelas, edificios de telecomunicaciones, estaciones de bomberos y oficinas de gobierno. Además, hay otro tipo de estructuras esenciales, dentro de las que se incluyen aquellas que exhiben alto valor monetario, cultural y social (monumentos, museos, centros de cómputo, etc.) y aquellas que no pueden dañarse por el alto riesgo asociado a sus contenidos (plantas nucleares). En todos los casos mencionados en este párrafo, es fundamental garantizar la operación continua de la estructura, aún después de la ocurrencia de sismos severos.

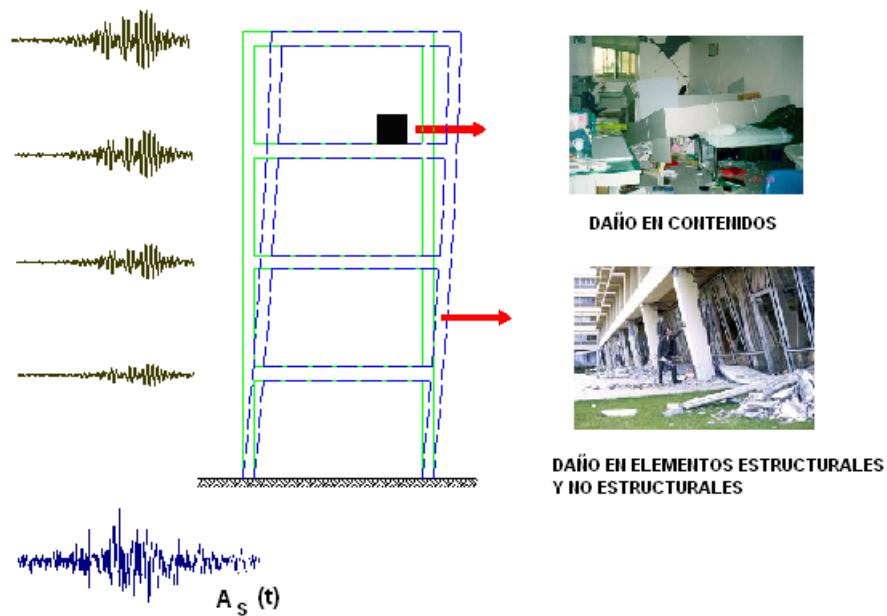


Figura 1.5: Daño general en las estructuras de base rígida

A pesar de los esfuerzos que se han hecho por controlar los daños en estructuras esenciales que se apoyan sobre cimentaciones rígidas, la realidad ha hecho ver que el uso de sistemas estructurales convencionales suele resultar en desempeños deficientes. Puede mencionarse el caso de sismo ocurrido en 1999 en Turquía, el cual resultó no sólo que el 63% de los hospitales se dañaran, sino que se atendieran pacientes al aire libre hasta el 2002. Otro caso similar ocurrió cuando en 2001 un sismo de magnitud 7.9 en la escala de Richter afecta la región de Gujurat en la India, y resulta en el colapso de todos los establecimientos de salud. En el año 2003, el sismo de Bam en Irán deja inhabilitados a los centros de salud debido a los graves daños que sufrieron.

Datos estadísticos reportan que las estructuras esenciales en México son dañadas de maneras seria y continua por sismos de diferente magnitud. Es común ver durante estos eventos pérdida de operación en instalaciones hospitalarias y de educación, y aún el colapso de sus sistemas estructurales. Por ejemplo, como consecuencia de los sismos de 1985, la Ciudad de México exhibió pérdida sustancial de su capacidad hospitalaria y de educación. Esta situación se caracterizó por daños severos en el 15.4% de los edificios del sector salud, y en 11.4% del total de la infraestructura educativa. En lo que respecta al sector salud, cincuenta de los edificios dañados fueron hospitales y centros de salud y se perdieron más de 5800 camas en tres de los más importantes hospitales del país. El Centro Médico Nacional, operado por el Instituto Mexicano del Seguro Social, perdió 40% de sus instalaciones. El Hospital General sufrió el colapso total de sus dos edificios. Conforme se muestra en la Figura 1.6, la torre de doce pisos del Hospital Juárez colapsó al fallar las conexiones de concreto, lo que atrapó a 400 personas entre personal médico, pacientes, enfermeras, personal

---

administrativo, visitantes y recién nacidos. En total trece hospitales tuvieron que ser demolidos después del terremoto. Las pérdidas en la infraestructura de salud superaron los 550 millones de dólares (Bitrán, 2000).



Figura 1.6: Hospital Juárez de la Ciudad de México, sismo de 1985

La planeación, el diseño y la construcción de estructuras esenciales en zonas de alta sismicidad, exigen la consideración cuidadosa e integral de todos los aspectos que influyen en la seguridad de las edificaciones y sus contenidos. No puede sobre-enfatizarse la importancia que tienen dichas construcciones en la vida cotidiana de una ciudad, y la que adquieren después de un fenómeno natural de alta intensidad para fines de atención a las víctimas. Debido a la relevancia de estas estructuras puede decirse que su diseño debe contemplar la protección explícita de los diversos elementos no estructurales y contenidos, y por tanto, un enfoque de diseño sismorresistente basado en el control explícito e integral de la respuesta dinámica.

### 1.3 PELIGRO SÍSMICO PARA LA COSTA DE GUERRERO

El peligro sísmico de un sitio se relaciona con la intensidad de los movimientos sísmicos que se esperan en el lugar y con la frecuencia con que se exceden distintas intensidades. Depende de la sismicidad de las regiones sismogénicas y con la distancia que las separa del sitio de interés.

El territorio mexicano se ubica en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del mundo, caracterizado por una frecuente actividad en las placas tectónicas y fallas geológicas que lo cruzan. La alta sismicidad en nuestro país es una consecuencia de la interacción de cinco importantes placas tectónicas: Cocos, Pacífico, Norteamericana, Caribe y Rivera. Al occidente del país la placa de Cocos se desplaza por debajo de la Norteamericana y hacia el norte se presenta un movimiento cortante entre la placa del Pacífico y la de Norteamérica. La Figura 1.7 muestra la configuración de estas placas y se indican las direcciones y velocidades promedio de desplazamiento relativo.

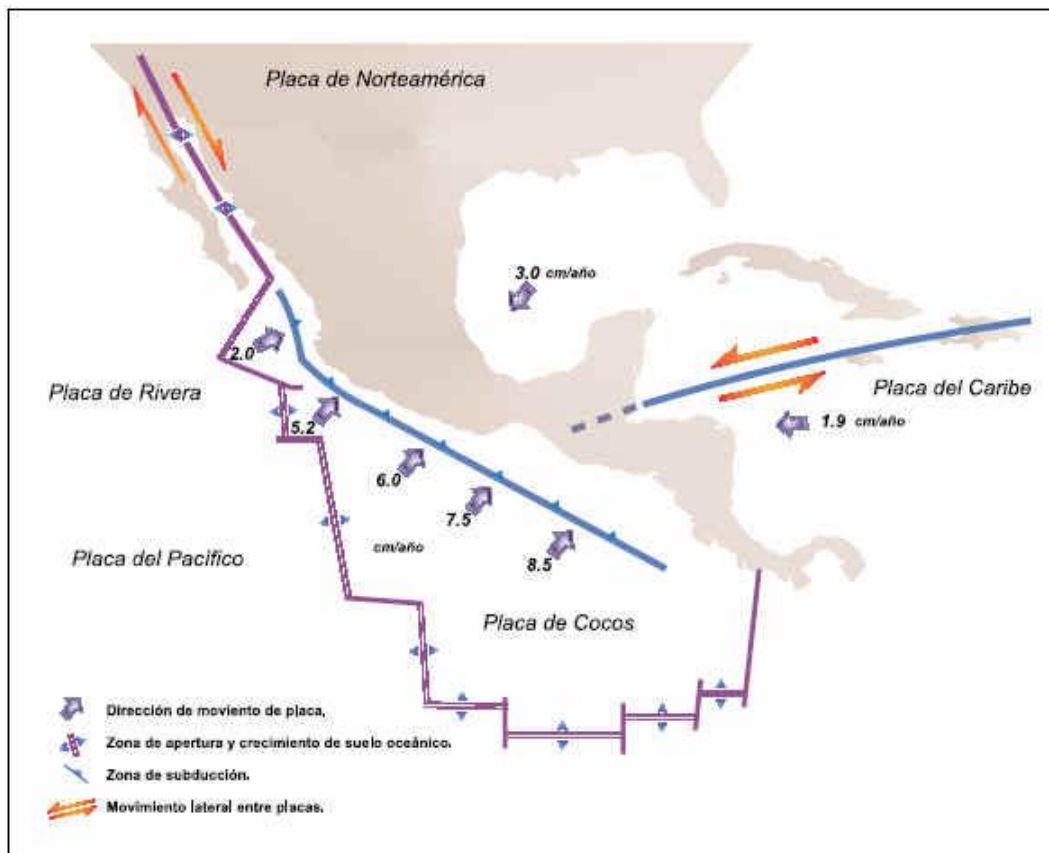


Figura 1.7: Movimiento de placas tectónicas (CENAPRED)

A través de los registros históricos de grandes sismos en México, los catálogos de sismicidad y datos de aceleración del terreno, ha sido posible establecer la regionalización sísmica de México. En la Figura 1.8, la zona A corresponde a aquella donde no se tienen registros históricos, no se han reportado sismos grandes en los últimos 80 años y donde las aceleraciones esperadas del terreno no exceden el 10% de la que le corresponde a la gravedad. Las zonas B y C presentan sismicidad intermedia, caracterizada por aceleraciones del terreno que no rebasan el 70% de la aceleración de la gravedad. En la zona D han ocurrido con frecuencia grandes temblores y las aceleraciones del terreno que se esperan pueden exceder el 70% de la que corresponde a la gravedad.

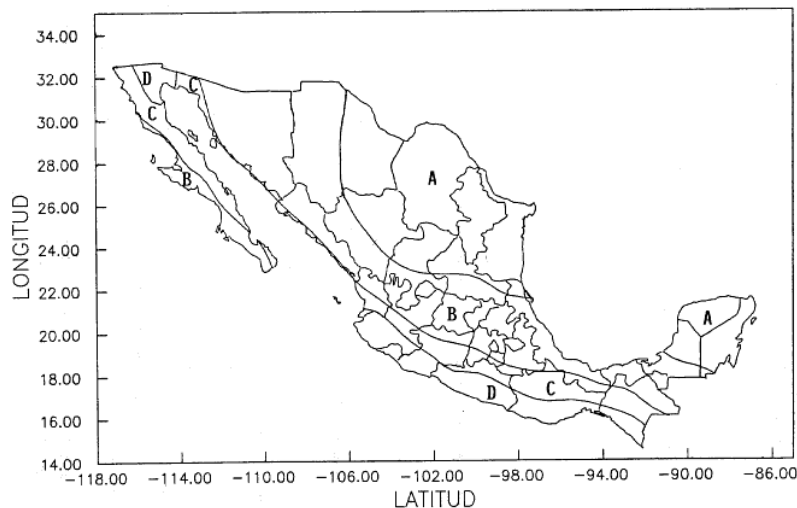


Figura 1.8: Regionalización sísmica de México (CFE, 1993).

Por su ubicación geográfica en el territorio mexicano, la costa de Guerrero está ubicada en la Zona D o de alta sismicidad. Forma parte de una de las brechas sísmicas que en México pueden generar uno o varios sismos de gran magnitud en un futuro cercano. Es importante recordar que en México se define una brecha sísmica como aquel segmento de contacto entre placas en el que no se ha producido un temblor de importancia (magnitud mayor de 7.0 grados) en un lapso de 30 años.

Una vez que una brecha sísmica libera la energía que almacena, es necesario un nuevo periodo de acumulación de energía hasta que se rebase la resistencia de las rocas o la fricción que se desarrolla entre ellas. Lo anterior implica la liberación súbita de la energía almacenada, lo que da lugar a un nuevo temblor. Existe consenso de que actualmente la zona con mayor potencial sísmico en nuestro país es la brecha de Guerrero.

En la Figura 1.9 se localizan las zonas sismogénicas que han dado lugar a los sismos más importantes de subducción interfase en México, y se ubica la brecha de Guerrero. En su porción noroeste (Zihuatanejo y Acapulco), se originaron grandes sismos en 1899 (M7.9), 1907 (M7.6), 1908 (M7.5 y 7.0), 1909 (M7.2) y 1911 (M7.5). En su porción sureste (desde Acapulco hasta los límites con Oaxaca) no se han verificado eventos de importancia después de los terremotos de 1957 (M7.8), 1962 (M7.2 y 7.1) y 1989 (M6.9).



---

estructuras sismorresistentes con capacidad de controlar sus niveles de daño a través del control de su respuesta dinámica. Esto implica realizar estudios, tanto analíticos, como experimentales y de campo, que permitan el desarrollo e implantación de nuevas tecnologías de control de la respuesta sísmica. Entre estas tecnologías, destaca el aislamiento sísmico por su potencial para controlar los niveles de daño en el sistema no estructural y los contenidos de estructuras esenciales.

## **1.5 CONTRIBUCIÓN DE LA TESIS**

En países como Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda, se han realizado diversas investigaciones relacionados con sistemas de control de la respuesta sísmica. La madurez de las investigaciones es tal que, actualmente, se cuenta con una cantidad importante de dispositivos patentados, y con la aplicación de los mismos en miles de estructuras. En lo que concierne a nuestro país, se han llevado a cabo algunas investigaciones relacionadas con sistemas de aislamiento sísmico. Gómez (2000) presenta un resumen de las investigaciones desarrolladas en México. Se mencionan logros en cuanto al desarrollo de sistemas de aisladores y de técnicas de análisis estructural para estructuras aisladas, el desarrollo de relaciones costo-beneficio, y el planteamiento de proyectos de reparación por medio de aislamiento.

En términos del control de la aceleración existen estudios analíticos, investigaciones experimentales y de campo, que describen el aislamiento de base como una opción viable para reducir significativamente el daño de elementos estructurales, no estructurales y contenidos (Kelly 1982, Kani et al. 2006, Lopez and Soong (2003), Dolce and Cardone 2003, Ventura et al. 2003, Taghavi and Miranda 2003). Sin embargo, el diseño de las estructuras aisladas se basa generalmente en condiciones de desplazamiento y resistencia. Esto es, a partir de las metodologías planteadas no es posible manejar la aceleración de entrepiso como una variable que deba controlarse explícitamente, a pesar de la alta correlación que exhibe este parámetro de respuesta con los niveles de daño en los contenidos. Dentro de este contexto, es importante recordar que en estructuras esenciales, el costo asociado en los contenidos puede llegar a ser muy superior al del sistema estructural.

El estudio que aquí se presenta está encaminado a entender cómo influyen las diferentes propiedades estructurales de la super-estructura y el sistema de aislamiento en las demandas de aceleración de una estructura aislada con apoyos elastoméricos. De manera complementaria, se estudian las demandas de desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento. A través de la comprensión de cómo varían las demandas de aceleración y por tanto, de cómo predecirlas; este trabajo representa un primer paso para el planteamiento posterior de una metodología que con base en el control de la aceleración de entrepiso, plantee el diseño preliminar de sistemas de aislamiento sísmico con miras a controlar los niveles de daño no estructural y en contenidos.



---

---

## CAPÍTULO 2

### 2. APOYOS ELASTOMÉRICOS

Los sistemas de aislamiento sísmico están formados por dispositivos que modifican las propiedades dinámicas de una estructura con el fin de obtener una reducción en su respuesta dinámica. Entre las ventajas que aportan están su confiabilidad y, en el caso de estructuras especiales, su competitividad económica. Normalmente se fabrican con una garantía asociada a una vida útil mínima de 50 años, y se incorporan a la sub-estructura por medio de conexiones que hacen posible su reposición sin interrumpir el funcionamiento de la edificación. Se debe tener en cuenta que un sistema de aislamiento debe aportar suficiente rigidez vertical para soportar el peso de la estructura, además de proporcionar a la sub-estructura flexibilidad horizontal y disipación de energía. Aunque existe una amplia variedad de sistemas de aislamiento, la presente investigación se enfoca a apoyos elastoméricos, que han sido utilizados para aislar tanto puentes como edificaciones.

#### 2.1 CONCEPTOS

Conforme muestra la Figura 2.1, los aisladores flexibles fabricados con base en elastómeros están compuestos por una serie de capas de elastómero (o de caucho) adheridas entre sí, e intercaladas con láminas metálicas. Las láminas metálicas confinan las capas de elastómero con el fin de proveerles capacidad para soportar cargas verticales, y ayudan a confinar el núcleo del aislador que por lo general se fabrica de plomo. Este tipo de aisladores deben exhibir rigideces vertical y torsional adecuadas, alta flexibilidad horizontal, durabilidad, resistencia a cambios de temperatura y resistencia adecuada ante fuerza cortante. Dichas propiedades suelen comprobarse cuidadosamente en laboratorio antes de que los aisladores se autoricen para ser utilizados en una edificación.

---

Los aisladores elastoméricos incrementan la flexibilidad global de la edificación y le proporcionan amortiguamiento que puede ser histerético o viscoso, dependiendo del material con que se fabriquen y de la posible adición de plomo en su núcleo. Consecuentemente, estos aisladores pueden agruparse en apoyos de hule natural, apoyos de hule con alto amortiguamiento (HDRB) y apoyos de hule con corazón de plomo (LRB).

Los elastómeros son materiales compuestos de polímeros, aceites, y aditivos acelerantes, antioxidantes y retardantes; que se mezclan y vulcanizan a altas temperaturas y presiones en moldes especiales. En aplicaciones ingenieriles, los elastómeros más usados son los de hule natural y neopreno. A menudo, son identificados a través de sus propiedades, las cuales pueden ser fácilmente medidas y relacionadas con sus propiedades físicas, tales como: los módulos de compresión y cortante. Otras propiedades importantes son la resistencia y deformación a tensión, y su capacidad de disipación de energía. Estas propiedades se controlan a través de la cantidad de aditivos (principalmente carbón negro) que se utilizan en el compuesto del elastómero. Mientras que un incremento en la proporción de aditivos resulta en incrementos en la capacidad a corte, módulo de compresión y amortiguamiento, la capacidad para acomodar deformaciones a tensión disminuye.



Figura 2.1: Aislador tipo elastómero

Los aisladores de hule natural y sintético son ampliamente utilizados en Japón y Francia. Conforme muestra la Figura 2.1, los aisladores de hule tienen dos placas gruesas de acero en sus extremos, y como se mencionó anteriormente, se les provee de varias placas metálicas internas y delgadas para prevenir la expansión lateral del hule. El comportamiento del hule a cortante tiende a ser lineal, y alcanza deformaciones a corte superiores al 100% con niveles de amortiguamiento que van del 2 al 3% del crítico. Este material no exhibe flujo plástico y el valor de su módulo de corte es estable

---

con respecto al tiempo. Las ventajas de estos aisladores es que son fáciles de fabricar y modelar, y su respuesta no es afectada por la velocidad e historia de carga, temperatura o envejecimiento. Entre sus desventajas esta la necesidad de complementarlos con mecanismos suplementarios, tales como: amortiguadores viscosos, barras de acero, barras de plomo y mecanismos friccionantes, para aportarles amortiguamiento extra. Esto implica la fabricación y montaje de conexiones complejas en el sistema de aislamiento.

Los aisladores de hule laminado con alto amortiguamiento surgen como consecuencia de la necesidad de eliminar los sistemas suplementarios de amortiguamiento. Un alto nivel de amortiguamiento en el hule se logra por medio de añadirle bloques de carbón extrafinos, aceites, resinas u otros aditivos. Lo anterior resulta en niveles de amortiguamiento que oscilan entre 10 y 20% del crítico para deformaciones unitarias a corte de 100%.

Los aisladores de hule laminado con corazón de plomo fueron inventados en Nueva Zelanda, tras lo cual su uso se extendió en Japón y los Estados Unidos. Aunque el hule utilizado exhibe bajos niveles de amortiguamiento, se les deja un orificio en su centro donde se introduce un corazón de plomo. Las placas metálicas internas contribuyen a que el corazón de plomo se deforme a corte, y por tanto, a que contribuya a un incremento del nivel de amortiguamiento en el aislador. La Figura 2.2 muestra los aisladores de hule laminado más comunes para el diseño y construcción de estructuras aisladas sísmicamente.



Figura 2.2: Sección de hule laminado y hule laminado con corazón de plomo

---

## 2.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Naeim y Kelly (1999) discuten con detalle las ecuaciones a partir de las cuales pueden determinarse las propiedades de diferentes tipos de aisladores. Las características mecánicas de los aisladores elastoméricos han sido estudiadas por muchas décadas, y diversos estudios experimentales y analíticos sugieren que es posible utilizar una teoría lineal, basada en conceptos y predicciones simples, durante su diseño. La propiedad mecánica más importante de un aislador elastomérico es su rigidez horizontal, dada por:

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2.1)$$

Donde,  $G$  es el módulo de corte del hule,  $A$  el área total de la sección transversal y  $t_r$  el espesor total de hule. El máximo desplazamiento horizontal  $D$  está relacionado con la máxima distorsión a corte ( $\gamma$ ) conforme a lo siguiente:

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (2.2)$$

La rigidez vertical ( $K_v$ ) y la rigidez a flexión pueden establecerse a partir de una teoría elástica lineal simple. En estos términos, la rigidez vertical se expresa como:

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (2.3)$$

Donde,  $A$  es el área de la sección transversal del hule (normalmente se considera igual a el área de las placas metálicas internas),  $t_r$  el espesor total de hule y  $E_c$  el módulo de compresión del aislador para niveles específicos de carga. El valor de  $E_c$  para una capa de hule simple de forma circular es función del factor de forma  $S$ , definido por:

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.4)$$

$$S = \frac{R}{2t} \quad (2.5)$$

Donde,  $G$  es el módulo de corte del hule,  $S$  el factor de forma,  $R$  el radio de la capa de hule y  $t$  su espesor.

---

Si es necesario calcular el módulo de compresión para secciones transversales de hule diferentes a la circular (cuadrado, rectangular o anular) es necesario estimar el factor de forma de dichas secciones. Naeim y Kelly (1999) presentan ecuaciones para estimar el factor de forma de diferentes secciones transversales. Es importante mencionar que dichas ecuaciones se obtuvieron a partir de la suposición de que el hule es incompresible y que, como consecuencia de esto, al factor de forma debe asignarse un valor menor o igual a 10. La rigidez a flexión de una franja de hule se estima a partir de un enfoque similar. Para una franja circular de hule, la rigidez a flexión esta dada por:

$$(EI)_{eff} = \frac{I}{3} E_c I_{viga} \quad (2.6)$$

$$I_{viga} = \frac{\pi R^4}{4} \quad (2.7)$$

Donde,  $E_c$  es el módulo a compresión del aislador,  $I_{viga}$  es el momento de inercia de la sección transversal y  $R$  el radio de hule.

El pandeo e inestabilidad del aislador puede ser un problema en apoyos que exhiben carga gravitacional ligera. Es importante mencionar que en la mayoría de proyectos reales, los apoyos son suficientemente grandes y las cargas que reciben lo suficientemente pesadas como para que lo anterior sea un problema. Además, este tipo de fenómeno así como la ocurrencia del rodamiento de los aisladores se previenen a partir de establecer umbrales a la demanda máxima de desplazamiento en el sistema de aislamiento.

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.3, el comportamiento de aisladores elastoméricos con corazón de plomo suele modelarse a partir de modelos bilineales que consideran tres parámetros:  $K_1$ ,  $K_2$  y  $Q$ . La rigidez elástica ( $K_1$ ) es difícil de medir experimentalmente, y normalmente se considera con fines de diseño un valor empírico que es múltiplo de la rigidez de post-fluencia ( $K_2$ ) del aislador, la cual puede ser estimada con precisión a partir del módulo de corte del hule. La resistencia ( $Q$ ) se establece a partir del esfuerzo de fluencia del plomo y el área de la sección transversal del corazón de plomo.

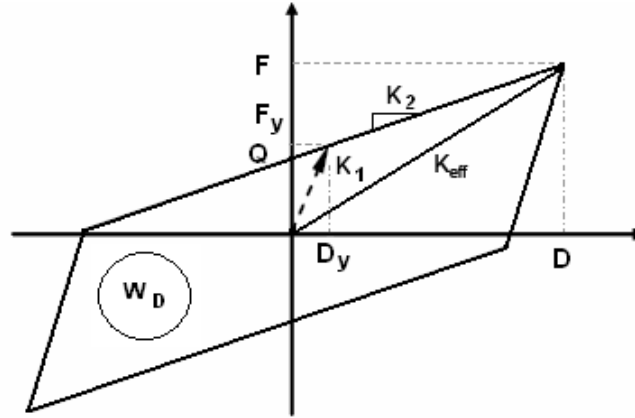


Figura 2.3: Curva de histéresis de elastómeros con corazón de plomo

La rigidez y el amortiguamiento efectivo de un aislador elastomérico con corazón de plomo se establecen en términos de los parámetros  $K_1$ ,  $K_2$  y  $Q$ :

$$K_{ef} = K_2 + \frac{Q}{D_D} \quad (2.8)$$

$$W_D = 2\pi\xi_{ef}D_D^2 K_{ef} \quad (2.9)$$

$$Q = \frac{W_D}{4D_D} \quad (2.10)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (2.11)$$

$$K_1 = 10K_2 \quad (2.12)$$

$$\beta_{ef} = \frac{4Q(D_D - D_y)}{2\pi(K_2D_D + Q)D_D} \quad (2.13)$$

Donde,  $K_{ef}$  es la rigidez efectiva del sistema de asilamiento,  $K_1$  y  $K_2$  son las rigideces de fluencia y post-fluencia, respectivamente,  $W_D$  es la energía disipada por el sistema de asilamiento,  $Q$  es la fuerza a la que fluye el aislador,  $D_y$  y  $D_D$  son los desplazamientos de fluencia y de diseño, respectivamente, y  $\xi_{ef}$  es el amortiguamiento efectivo del sistema de asilamiento.

El desarrollo completo de estas ecuaciones puede consultarse en Naeim y Kelly (1999). En términos del alcance de esta tesis, sólo se muestran las expresiones, y se discuten someramente las consideraciones hechas durante su formulación.

---

## 2.3 HERRAMIENTAS DE DISEÑO

Conforme a lo que se menciona en el Capítulo 1, el aislamiento sísmico es una tecnología que puede utilizarse como una alternativa estructural para edificios ubicados en zonas de alto peligro sísmico. En los últimos dos décadas, su uso práctico se ha extendido en países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Italia y China.

Como parte de su extensa aplicación, varios países han hecho esfuerzos por elaborar códigos que permitan el diseño sísmico de estructuras aisladas. Por ejemplo, Estados Unidos cuenta con normas para el diseño sísmico de estructuras aisladas. Dentro de este contexto pueden mencionarse el Uniform Building Code (UBC) para edificios, y la normatividad planteada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) para puentes. El alcance de las recomendaciones dadas por estos códigos implica la protección de la vida de los ocupantes, y la reducción del daño en elementos estructurales y no estructurales, y en los contenidos. Tal como lo explican estos documentos, su objetivo no es reducir el costo inicial de la estructura, sino mejorar el desempeño sísmico de la estructura y sus contenidos con respecto al que tendrían si la estructura se cimentara sobre base rígida.

Los requerimientos de diseño suelen presentar un enfoque dual que involucra, primero, el nivel sísmico de diseño (DBE); y segundo, un nivel sísmico máximo creíble (MCE). Mientras que la intensidad del sismo de diseño es similar a la utilizada durante el diseño de estructuras convencionales (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años); el sismo máximo creíble corresponde al máximo nivel de movimiento del terreno que pudiese ocurrir, y queda definido a partir de una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años. Se requiere que el sistema de aislamiento sea capaz de resistir sin colapso, las deformaciones y cargas correspondientes al sismo máximo creíble (MCE). Además, cualquier sistema no estructural que cruce la interfaz del sistema de aislamiento debe ser diseñado para acomodar el desplazamiento correspondiente al DBE (FEMA 273, 1998).

En general, los requerimientos de diseño buscan que la super-estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño, mitigar el daño no estructural, y garantizar la operación inmediata de la estructura. La verificación del desempeño de la estructura para el sismo máximo creíble debe contemplar estudios analíticos y experimentales. Esta verificación permite evidenciar que ante el peor movimiento, la estructura aislada sea segura.

---

## 2.4 ESTUDIOS PREVIOS

Con respecto al estado del conocimiento del aislamiento sísmico, existe un gran número de investigaciones que hacen posible la concepción y diseño de sistemas de aislamiento con la capacidad de controlar el nivel de daño por sismo en los elementos estructurales y no estructurales. Sin embargo, en la literatura existen pocos estudios orientados al control de las acciones que pueden ser perjudiciales para los contenidos de las estructuras.

### 2.4.1 ESTUDIOS ANALÍTICOS

Existen diversas investigaciones que han estudiado el comportamiento de estructuras aisladas, y que han tomado en cuenta la influencia de las características dinámicas tanto de la super-estructura como del dispositivo de aislamiento, y la intensidad del movimiento sísmico. Muchas de estas investigaciones han estudiado la influencia de los diferentes parámetros que influyen en las demandas de aceleración en la super-estructura. Por ejemplo, Kulkarni y Jangrid (2002) evaluaron la influencia de la flexibilidad de la super-estructura en edificaciones aisladas con distintos tipos de aisladores lineales. Concluyeron que la respuesta del sistema de aislamiento no se ve afectada por la flexibilidad de la superestructura. Sin embargo, advierten que dicha flexibilidad tiene influencia significativa en la aceleración total de los entrepisos, especialmente conforme se incrementa el periodo fundamental de la super-estructura sobre base fija, y conforme mayor es el nivel de amortiguamiento en el sistema de aislamiento. Mayes (2004) llevó a cabo un estudio analítico con estructuras aisladas de 3 y 9 niveles estructuradas con base en marcos momento-resistentes. El autor concluye que el aislamiento sísmico reduce la aceleración y la distorsión de entrepiso, y es una solución viable y económica para reducir los daños en elementos no estructurales.

De manera similar, González y Noguez (1994) estudian la respuesta dinámica de una estructura de concreto de 9 niveles con aisladores elastoméricos con corazón de plomo, y ubicada en la zona de transición de la Ciudad de México. A partir de un estudio paramétrico que considera las características principales del aislador, buscan los valores de los diferentes parámetros que minimizan la respuesta sísmica de la estructura aislada. Encontraron que la elección de los parámetros de un sistema de aislamiento de tipo histerético depende de las características dinámicas tanto del edificio como de la señal de excitación.

En cuanto a la simetría de la estructura, en el estudio que realizaron Gómez y Tena (2000) se concluye que utilizar aisladores con sección transversal circular, cuyas propiedades son iguales en cualquier dirección, es más eficiente cuando se tienen excentricidades moderadas. Sin embargo, observaron que las demandas de ductilidad se incrementan conforme se aumenta la excentricidad y se diferencia más la respuesta de los aisladores.



---

## 2.4.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Si bien el aislamiento sísmico ha sido concebido como una alternativa para controlar las aceleraciones en las super-estructuras, existe consenso en cuanto a la necesidad de establecer metodologías de diseño que involucren el control de daño en contenidos. Para ello se han realizado estudios experimentales que, complementados con estudios analíticos, buscan definir índices de vulnerabilidad para los contenidos. Dolce y Cardone (2003) realizan pruebas experimentales para evaluar los niveles de vulnerabilidad de los contenidos, tanto en estructuras aisladas como en estructuras desplantadas sobre base rígida. Utilizan tres tipos de aisladores para evaluar la influencia de cada uno de ellos en la respuesta de la super-estructura. Concluyen, entre otras cosas, que el tipo de sistema de aislamiento por utilizar en términos de control de daño en contenidos depende del tipo y características dinámicas del contenido a proteger, y que no existe una solución universal para proteger todo tipo de contenidos.

La serie de experimentos realizados por Dolce y Cardone fue diseñada para evaluar el efecto de la respuesta de tres sistemas de aislamiento sobre las demandas de aceleración en los contenidos. Se estudiaron aisladores elastoméricos, de fricción y aisladores con disipadores de energía. Cada uno de estos sistemas produjo reducciones en la respuesta sísmica de componentes secundarios, aunque cada sistema con particularidades propias. De los sistemas de aislamiento probados, los elastoméricos proporcionaron mayor protección a los contenidos. Por el contrario, los sistemas de fricción no resultaron eficientes en estos términos debido a las respuestas con altas frecuencias que generan en la super-estructura.

---

---

## CAPÍTULO 3

### 3. ESTUDIOS SOBRE ACELERACIÓN DE PISO

La respuesta sísmica de los entrepisos es consecuencia de la interacción dinámica que se da entre el sistema estructural primario de la edificación y el movimiento del terreno. Esta respuesta puede mitigarse a través del uso del aislamiento sísmico. En particular, la introducción de dispositivos flexibles en la base de una estructura reduce sustancialmente la interacción de la super-estructura con las componentes horizontales de movimiento del suelo, lo que resulta en una disminución importante de las demandas de movimiento en dicha super-estructura a cambio de que el desplazamiento lateral se concentre prácticamente en su totalidad en la base flexible. El aislamiento sísmico está intrínsecamente vinculado al desarrollo de construcciones más seguras que tengan un desempeño controlado y predecible durante un sismo severo.

#### 3.1 ALCANCES

En este capítulo se realiza un análisis paramétrico para estudiar las demandas de aceleración de entrepiso y de desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento de edificaciones aisladas de pocos pisos y ubicadas en la costa del Pacífico Mexicano. Se consideran dentro de este contexto estructuras regulares de dos y cuatro niveles, aisladas con aisladores elastoméricos. El objetivo del análisis es estudiar la influencia de las diferentes propiedades estructurales y dinámicas de la super-estructura y del sistema de aislamiento en las demandas sísmicas de la estructura aislada, con el fin de hacer posible una metodología de diseño basada en el control de la aceleración. En el caso de la super-estructura, los parámetros a considerar son su número de niveles, y su rigidez lateral y masa (se considera que estos parámetros tienen una distribución uniforme en altura). En términos del sistema de aislamiento, se consideran su rigidez y amortiguamiento.

Con respecto a los movimientos del terreno bajo consideración, se utilizaron diez acelerogramas registrados en el Pacífico Mexicano, particularmente en la costa del Estado de Guerrero. Dado la elevada probabilidad de ocurrencia de sismos de distintas magnitudes en esta zona, las edificaciones ahí ubicadas suelen estar sujetas a los mayores niveles de peligro sísmico en la República Mexicana (tal como lo muestra la Figura 1.8). El alto nivel de daños estructurales y no estructurales que continuamente exhiben estas edificaciones las hace unas de las principales candidatas en nuestro país para ser aisladas sísmicamente.

---

En un primer paso, se consideran sistemas estructurales regulares y simétricos que no exhiben efectos torsionales. En el estudio se acota el número de pisos, ya que se piensa que inicialmente, la aplicación de sistemas de aislamiento a edificaciones esenciales ubicadas en la Costa de Guerrero debe limitarse a infraestructura educativa y hospitalaria cuyas instalaciones no excedan de cuatro pisos.

### 3.2 MODELOS ESTRUCTURALES PARA LA SUPER-ESTRUCTURA

Se trata de dos edificios regulares y simétricos respecto a ambos ejes principales de análisis en planta, y conformados por marcos de concreto reforzado. Mientras que un edificio tiene dos niveles; el otro, cuatro. En ambos casos la altura de entrepiso es de 3.6 m, por lo que el primer edificio tiene una altura de 7.2 m respecto al nivel del terreno, y el segundo, una altura de 14.4 m. Conforme muestra la Figura 3.1, los edificios tienen dos crujeías de siete metros en cada dirección principal de análisis, lo que resulta en una planta cuadrada con catorce metros de lado. El sistema estructural consiste en columnas y vigas de concreto reforzado. El esfuerzo nominal de compresión ( $f'_c$ ) del concreto es de  $250 \text{ kg/cm}^2$ . El módulo de elasticidad de este material se estimó de acuerdo a lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

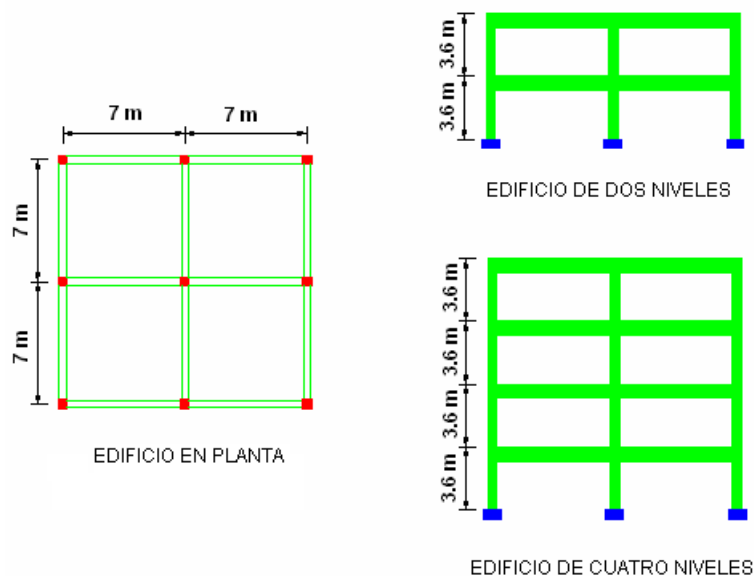


Figura 3.1: Modelos en estudio

Para el análisis paramétrico, se prepararon ocho modelos de análisis; cuatro correspondieron a diferentes versiones del edificio de dos pisos, y cuatro al edificio de cuatro pisos. En particular, para cada edificio se consideraron tres versiones con la misma masa de entrepiso pero con diferentes rigideces laterales. En cuanto a la masa de entrepiso se consideró una carga uniforme de  $770 \text{ kg/m}^2$ . En el caso de la primera de estas tres versiones, se dimensionaron las vigas (sección  $40 \times 70 \text{ cms}$ ) y columnas (sección  $50 \times 50 \text{ cms}$ ) del edificio de tal manera que su periodo fundamental de vibración bajo la consideración de base rígida estuviera muy cercano al número de pisos entre diez. A esta primera versión se le denota *estructura convencional*. Una vez definida esta primera versión, se redujeron y aumentaron las secciones transversales de vigas y columnas para definir las otras dos versiones: una *estructura flexible* que exhibe la mitad de la rigidez lateral de la convencional; y una *estructura rígida*, que exhibe el doble de dicha rigidez.

El cuarto modelo para cada uno de los edificios corresponde a la estructura convencional pero con un incremento de masa de 30%, lo que resultó en una carga uniforme de entrepiso de  $990 \text{ kg/m}^2$ .

Mientras que la Tabla 3.1 resume los periodos de vibración sobre base rígida de las cuatro versiones del edificio de dos pisos, la Tabla 3.2 hace lo propio para las cuatro versiones del edificio de cuatro niveles.

Tabla 3.1: Periodos de vibración para el edificio de dos niveles

EDIFICIO DE DOS NIVELES							
ESTRUCTURA RÍGIDA		ESTRUCTURA CONVENCIONAL		ESTRUCTURA FLEXIBLE		ESTRUCTURA CONVENCIONAL (INCREMENTO DE MASA)	
MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)
1	0.180	1	0.257	1	0.419	1	0.300
3	0.153	3	0.219	3	0.353	3	0.255
4	0.068	4	0.097	4	0.134	4	0.111
6	0.058	6	0.083	6	0.114	6	0.095

Tabla 3.2: Periodos de vibración para el edificio de cuatro niveles

EDIFICIO DE CUATRO NIVELES							
ESTRUCTURA RÍGIDA		ESTRUCTURA CONVENCIONAL		ESTRUCTURA FLEXIBLE		ESTRUCTURA CONVENCIONAL (INCREMENTO DE MASA)	
MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)	MODO	Ts (s)
1	0.2557	1	0.4033	1	0.8069	1	0.465
3	0.2142	3	0.3392	3	0.6675	3	0.391
4	0.0844	4	0.1321	4	0.2394	4	0.152
6	0.0710	6	0.1116	6	0.2007	6	0.128

---

### 3.3 EXCITACIONES SÍSMICAS

Los modelos de análisis se sometieron a diferentes excitaciones sísmicas registradas en terrenos firmes ubicados en la región costera y central del Estado de Guerrero. Los registros, obtenidos directamente de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, corresponden a diez acelerogramas registrados durante el evento del 19 de septiembre de 1985. La Tabla 3.3 resume las principales características de cada uno de los acelerogramas empleados. Para fines del estudio, todos los acelerogramas se escalaron de tal manera que exhibieran una aceleración máxima del terreno de  $630 \text{ cm/seg}^2$ . La aceleración máxima del terreno se obtuvo a partir de un estudio probabilístico y corresponde a un periodo de retorno de 474 años con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Este criterio está referenciado en el FEMA 273, que corresponde al sismo básico de diseño (DBE) para estructuras aisladas.

Tabla 3.3: Características de los registros empleados en el estudio

SISMO	ESTACIÓN	DURACIÓN (s)	$\Delta t$	FASE INTENSA (s)
s59	Atoyac	42.11	0.005	11.5
s61	Zihuatanejo	72.64	0.010	10.8
s63	Caleta de campos	50.60	0.005	9.9
s65	Coyuca	38.82	0.010	8.5
s69	El ocotito	85.95	0.010	11.8
s71	Papanaoa	89.29	0.010	12.5
s73	El paraíso	52.85	0.005	7.3
s75	El súchil	60.03	0.010	7.9
s77	La unión	62.89	0.005	6.6
s79	Villita derecha	64.31	0.005	5.9

Las Figuras 3.2 y 3.3 muestran los espectros elásticos promedio de desplazamiento y pseudo-aceleración para amortiguamientos de 5%, 10%, 15% y 20%, y los movimientos del terreno bajo consideración.

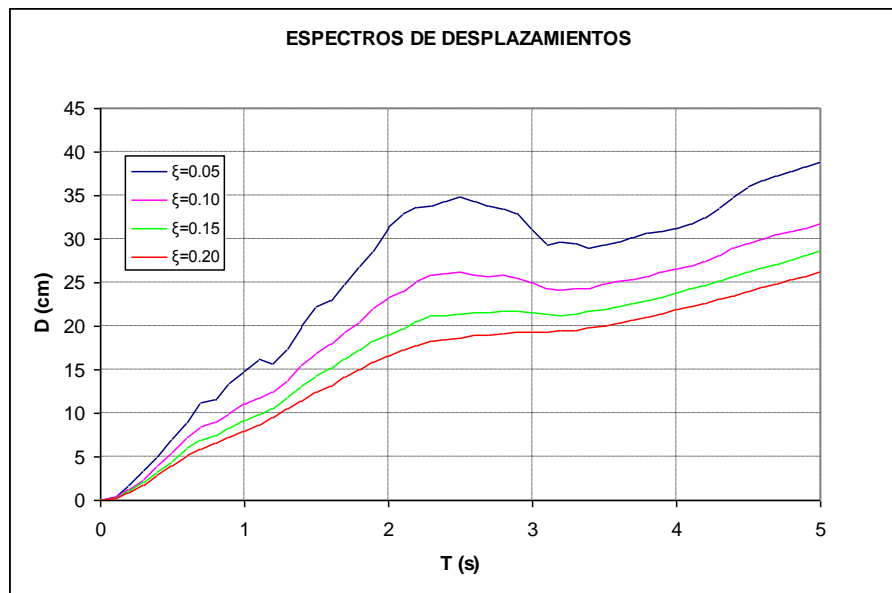


Figura 3.2: Espectros elásticos promedio de desplazamientos

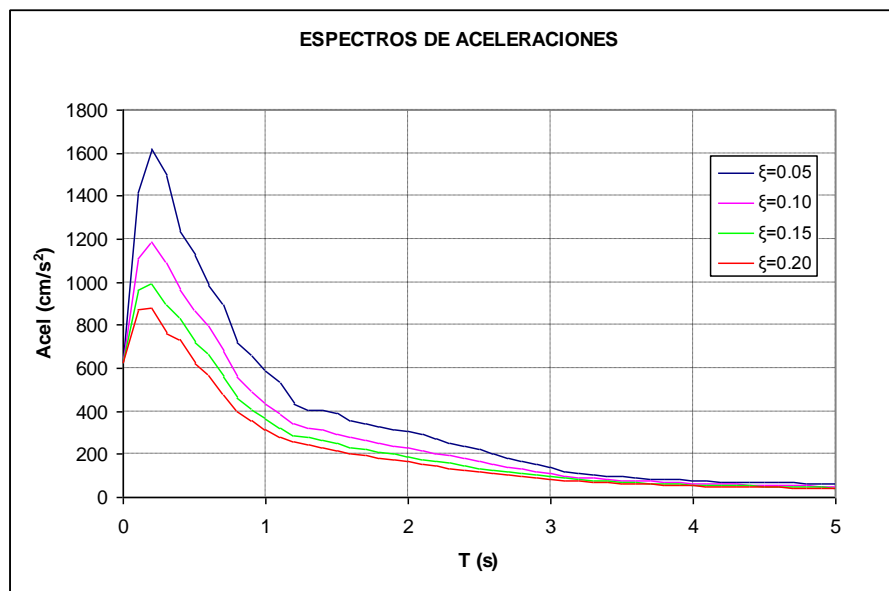


Figura 3.3: Espectros elásticos promedio de pseudo-aceleración

---

### 3.4 SISTEMAS DE AISLAMIENTO

Se diseñaron sistemas de aislamiento para las super-estructuras convencionales de los edificios de dos y cuatro pisos.

Los parámetros principales de cualquier sistema de aislamiento que exhiba comportamiento histerético bilineal son su rigidez elástica ( $K_1$ ), fuerza de fluencia ( $F_y$ ) y su rigidez post-fluencia ( $K_2$ ). La elección de los valores para los parámetros de diseño del sistema de aislamiento involucra variables como el peso de la estructura, el desplazamiento de diseño, y el nivel de amortiguamiento y el periodo efectivo del sistema aislado.

Con base en las expresiones discutidas en la Sección 2.2 de esta tesis, se determinó el valor de cada parámetro de diseño para un sistema de aislamiento constituido por apoyos elastoméricos. De acuerdo a la planta geométrica mostrada en la Figura 3.1, se requieren nueve aisladores, uno bajo cada columna. Para fines de estudio, se consideró que los nueve aisladores tienen las mismas propiedades mecánicas. Las cargas verticales de diseño para los aisladores correspondiente a la carga uniforme de entrepiso de  $770 \text{ kg/m}^2$ , se resumen en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Cargas verticales de diseño

NIVELES	ESQUINA	BORDE	CENTRO
	$P_E \text{ (kg)}$	$P_B \text{ (kg)}$	$P_C \text{ (kg)}$
2	24750	51236	105697
4	44002	88967	179602

Para cada una de las ocho super-estructuras bajo consideración se diseñaron seis sistemas de aislamiento. Esto se hizo de tal manera que los periodos efectivos estimados para el sistema de aislamiento de la super-estructura convencional fueran iguales a 2.0, 2.2, 2.4, 2.6, 2.8 y 3.0 segundos. Vale la pena mencionar que la sección transversal de los apoyos elastoméricos se mantuvo constante en cada uno de los seis sistemas de aislamiento, de tal manera que el cambio en el periodo se logró a través de ajustar la altura de hule necesaria para desarrollar el desplazamiento máximo de diseño.

A continuación se ilustra el proceso de diseño del sistema de aislamiento para la super-estructura convencional de dos pisos aislada con un sistema de aislamiento con periodo efectivo de dos segundos y un amortiguamiento efectivo de 10%. El diseño de los demás aisladores se hace utilizando un procedimiento similar.

---

### A. Estimación del desplazamiento de diseño

Para dimensionar el aislador es necesario conocer el desplazamiento de diseño asociado al periodo del sistema aislado. El amortiguamiento efectivo del aislador se elige con base en los valores recomendados por los estudios experimentales y oscila entre 10 y 20% (FEMA 451). En el estudio se propone usar amortiguamiento de 10% y se considera que todos los aisladores tienen amortiguamiento similar. Además, se propone un periodo fundamental de vibración del sistema aislado de acuerdo a los requerimientos de diseño. En este ejercicio, se utiliza un periodo de 2.0 s.

$$\beta_{ef} = 0.10 \quad (\text{Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento})$$

$$T_{ef} = 2.0s \quad (\text{Periodo efectivo del sistema de aislamiento})$$

De un espectro elástico se obtiene el desplazamiento asociado al periodo y amortiguamiento propuesto.

$$D = 23.22cm \quad (\text{Desplazamiento obtenido del espectro de la Figura 3.2})$$

Es necesario aplicar un factor de reducción de amortiguamiento al desplazamiento obtenido. El factor de reducción depende del amortiguamiento efectivo y del nivel de diseño (DBE ó MCE) del sistema aislado.

$$B_D = 1.2 \quad (\text{FEMA 451})$$

Por último se tiene que el desplazamiento de diseño es:

$$D_D = \frac{D}{B_D} = \frac{23.22cm}{1.2} = 19.35cm \quad (\text{Desplazamiento de diseño para el aislador})$$

### B. Dimensionado del aislador

Una vez encontrado el desplazamiento de diseño, el siguiente paso es determinar la sección transversal y altura del aislador. La distorsión por deformación a cortante en los aisladores de hule oscila entre 100% y 350% (FEMA 451). Para el estudio se utiliza una distorsión máxima de 150% y se asume igual para todos los aisladores.

$$\gamma_{\max} = 1.5 \quad (\text{Máxima distorsión a cortante para el aislador})$$



---

El espesor de hule depende del desplazamiento de diseño de acuerdo a la ecuación 2.2 de este documento.

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = \frac{19.35}{1.5} = 13cm \quad (\text{Espesor de hule, Ecuación 2.2})$$

En este caso se necesita un aislador con 13 cm de alto, aunque se propone un espesor de 14 cm que no afecta el valor requerido de diseño.

$$t_r = 14cm \quad (\text{Espesor de hule propuesto})$$

Si se conoce la altura del aislador, es posible encontrar la sección transversal requerida para la demanda de desplazamiento. De la ecuación 2.1, se obtiene la rigidez horizontal necesaria del aislador asociada a la masa y periodo efectivo del sistema aislado.

$$k_h = m \times \left(\frac{2 \times \pi}{T_{ef}}\right)^2 = \frac{GA}{t_r} \quad (\text{Rigidez horizontal de un aislador, Ecuación 2.1})$$

$$a = 981 \frac{cm}{s^2} \quad (\text{Aceleración de la gravedad})$$

Se calcula la rigidez horizontal para la columna de borde, aunque también debe hacerse para las columnas de esquina y del centro.

$$P_B = 51236kg \quad (\text{Carga axial de diseño para dos niveles, de Tabla 3.4})$$

$$m = \frac{P_B}{a} = \frac{51236}{981} = 52.23 \frac{kg \times s^2}{cm}$$

$$k_h = 52.23 \times \left(\frac{2 \times \pi}{2}\right)^2 = 515.47 \frac{kg}{cm}$$

El área de la sección transversal del aislador depende de la rigidez horizontal, del espesor de hule y del módulo de rigidez a cortante. El modulo de rigidez a cortante se obtiene de valores sugeridos por fabricantes, aunque también el FEMA 451 recomienda utilizar valores entre 3.5 a 14 kg/cm<sup>2</sup>. En este caso se asume un valor de modulo de rigidez de 4 kg/cm<sup>2</sup> para todos los aisladores.

$$G = \frac{4kg}{cm^2} \quad (\text{Modulo de rigidez a cortante})$$

---


$$A = \frac{k_h \times t_r}{G} \quad (\text{Área del aislador})$$

$$A = \frac{515.47 \times 14}{4} = 1804.16 \text{ cm}^2$$

El diámetro requerido del aislador se calcula como sigue:

$$D_a = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} \quad (\text{Diámetro del aislador})$$

$$D_a = \sqrt{\frac{4 \times 1804.16}{\pi}} = 48 \text{ cm}$$

Se asume un diámetro  $D_a = 48 \text{ cm}$ .

### C. Esfuerzo a compresión

Se calcula el área real de la sección transversal del aislador con el diámetro propuesto.

$$A = 1809.55 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo a compresión actuante en la sección transversal del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{P_B}{A} = \frac{51236}{1809.55} = 28.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo a compresión en el aislador})$$

### D. Verificación del periodo real

Conocidos los valores reales de la sección transversal y altura del aislador, se determina el valor real del periodo de la estructura aislada.

$$k_h = \frac{GA}{t_r} = \frac{4 \times 1809.55}{14} = 517.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad (\text{Rigidez real de un aislador})$$

En total hay nueve aisladores que soportan la super-estructura de acuerdo a la figura 3.1.

$$N = 9 \quad (\text{Número de aisladores})$$

Por lo tanto, la rigidez global es:

$$K_{HT} = N \times k_h = 9 \times 517.0 = 4653.15 \frac{kg}{cm} \quad (\text{Rigidez total del sistema aislado})$$

El peso y masa total de la super-estructura de dos niveles se calcula considerando que existen cuatro apoyos de esquina, cuatro apoyos de borde y un apoyo en el centro.

$$W = 4 \times P_E + 4 \times P_B + P_C = 409641 kg \quad (P_E, P_B \text{ y } P_C, \text{ se obtienen de la tabla 3.4})$$

$$m_T = \frac{W}{a} = \frac{409641}{981} = 417.57 \frac{kg \times s^2}{cm} \quad (\text{Masa total de la estructura})$$

Por lo tanto, se obtiene la frecuencia y periodo del sistema aislado.

$$\omega_T = \sqrt{\frac{K_{HT}}{m_T}} = \sqrt{\frac{3909.94}{417.57}} = 3.34 \frac{rad}{s} \quad (\text{Frecuencia total del sistema aislado})$$

$$T_T = \frac{2 \times \pi}{\omega_T} = \frac{2 \times \pi}{3.34} = 1.88 s \quad (\text{Periodo del sistema aislado})$$

$$T_T \approx T_{ef} \quad (\text{Comparación similar entre periodo obtenido y propuesto})$$

### *E. Rigidez vertical*

Para calcular la rigidez vertical del aislador es necesario proponer un espesor de capa de hule ya que depende de este valor. Por lo tanto, se considera un espesor de capa de 20 mm.

$$t = 2 cm \quad (\text{Espesor de capa de hule propuesto})$$

Anteriormente se determino el diámetro de la sección transversal del aislador, de tal manera que es posible encontrar el factor de forma de la sección.

$$Da = 48 cm$$

---

---


$$R = 0.5Da$$

$$S = \frac{R}{2t} = \frac{0.5 \times 48}{2 \times 2} = 6.0 \quad (\text{Factor de forma, ecuación 2.5})$$

El modulo a compresión se resuelve con la siguiente ecuación:

$$E_c = 6GS^2 = 6 \times 4 \times 6^2 = 864 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Módulo a compresión, ecuación 2.4})$$

Por consiguiente, se calcula la rigidez vertical del aislador.

$$K_v = \frac{AE_c}{t_r} = \frac{1809.55 \times 864}{14} = 111675.54 \frac{kg}{cm} \quad (\text{Rigidez vertical del aislador, ecuación 2.3})$$

#### *F. Propiedades lineal y no lineal del sistema aislado*

Por último, se obtienen las propiedades no lineales del aislador en función de los valores de la rigidez total, desplazamiento de diseño y amortiguamiento total.

$$K_{ef} = K_{HT} = 4653.15 \frac{kg}{cm} \quad (\text{Rigidez efectiva del sistema})$$

$$D_D = 19.35cm$$

$$\beta_{ef} = 0.10$$

La energía disipada por cada ciclo de carga es la siguiente:

$$W_D = 2\pi K_{ef} D_D^2 \beta_{ef} \quad (\text{Energía total disipada por ciclo, ecuación 2.9})$$

$$W_D = 2\pi \times 4653.15 \times 19.35^2 \times 0.10 = 1094683.64kg \times cm$$

Para encontrar la rigidez de fluencia y post-fluencia se hicieron dos iteraciones como sigue:

---

### Primera iteración

$$Q_1 = \frac{W_D}{4D_D} = \frac{1094683.64}{4 \times 19.35} = 14143.20 kg \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

$$K_{21} = K_{ef} - \frac{Q_1}{D_D} \quad (\text{Rigidez de pos-fluencia, ecuación 2.8})$$

$$K_{21} = 4653.15 - \frac{14143.20}{19.35} = 3922.23 \frac{kg}{cm}$$

$$D_y = \frac{Q_1}{9K_{21}} = \frac{14143.20}{9 \times 3922.23} = 0.40 cm \quad (\text{Desplazamiento de fluencia, ecuación 2.11})$$

### Segunda iteración

$$Q_2 = \frac{W_D}{4(D_D - D_{y1})} = \frac{1094683.64}{4 \times (19.35 - 0.40)} = 14442.24 kg$$

$$K_{22} = K_{ef} - \frac{Q_2}{D_D} = 4653.15 - \frac{14442.24}{19.35} = 3906.78 \frac{kg}{cm}$$

$$D_y = \frac{Q}{9K_2} = \frac{14445.22}{9 \times 3906.78} = 0.41 cm$$

### Termina iteración

$$K_1 = 10K_2 = 10 \times 3906.78 = 39067.8 \frac{kg}{cm} \quad (\text{Rigidez inicial, ecuación 2.12})$$

En las Tablas 3.5 y 3.6 se resumen los valores de los parámetros principales encontrados para los aisladores de las super-estructuras convencionales de los edificios de dos y cuatro niveles. Los parámetros resumidos en las tablas son utilizados para modelar los sistemas de aislamiento de las ocho super-estructuras bajo consideración. Note que esto implica, para super-estructuras con el mismo número de pisos, que no se consideraron las variaciones en las propiedades de las super-estructuras para definir su sistema de aislamiento.

Tabla 3.5: Propiedades mecánicas del aislador para el edificio de dos niveles

T (s)	$\xi$	D (cm)	D <sub>D</sub> (cm)	G (kg/cm <sup>2</sup> )	R (cm)	h (cm)	K <sub>v</sub> (kg/cm)	K <sub>ef</sub> (kg/cm)	K <sub>1</sub> (kg/cm)	F <sub>y</sub> (kg)
2.0	0.1	23.224	19.354	4	24	14	111675.54	517.02	4340.87	1782.99
2.2	0.1	25.113	20.928	4	24	16	97716.10	452.39	3798.26	1687.31
2.4	0.1	26.011	21.676	4	24	20	78172.88	361.91	3038.61	1398.11
2.6	0.1	25.912	21.593	4	24	22	71066.25	329.01	2762.37	1266.17
2.8	0.1	25.834	21.529	4	24	26	60132.98	278.39	2337.39	1068.15
3.0	0.1	25.039	20.866	4	24	30	52115.25	241.27	2025.74	897.24

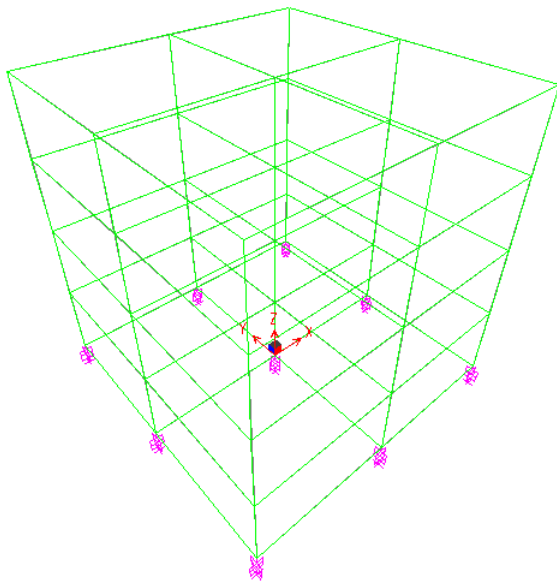
Tabla 3.6: Propiedades mecánicas del aislador para el edificio de cuatro niveles

T (s)	$\xi$	D (cm)	D <sub>D</sub> (cm)	G (kg/cm <sup>2</sup> )	R (cm)	h (cm)	K <sub>v</sub> (kg/cm)	K <sub>ef</sub> (kg/cm)	K <sub>1</sub> (kg/cm)	F <sub>y</sub> (kg)
2.0	0.1	23.224	19.354	4	32	16	308831.12	804.25	6752.46	2774.07
2.2	0.1	25.113	20.928	4	32	20	247064.90	643.40	5401.97	2399.75
2.4	0.1	26.011	21.676	4	32	24	205887.42	536.17	4501.64	2071.27
2.6	0.1	25.912	21.593	4	32	28	176474.93	459.57	3858.55	1768.64
2.8	0.1	25.834	21.529	4	32	32	154415.56	402.12	3376.23	1542.90
3.0	0.1	25.039	20.866	4	32	36	137258.28	357.44	3001.09	1329.25

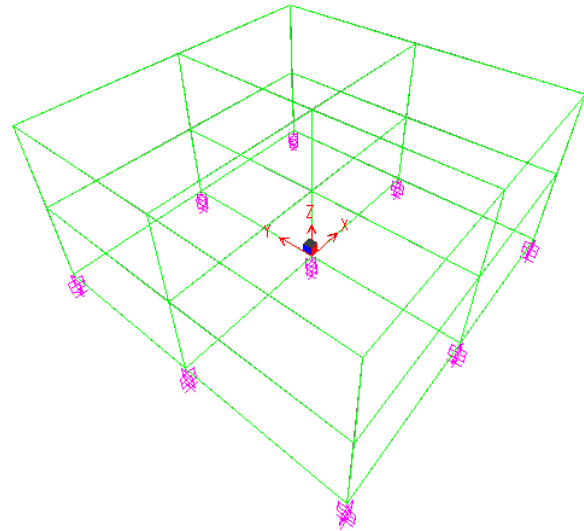
### 3.5 MODELADO DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO

Para llevar a cabo el estudio paramétrico descrito en esta tesis, se utilizó el programa SAP2000. Mientras que se consideró con fines de análisis que la super-estructura de las edificaciones permanece elástica, el modelo del sistema de aislamiento consideró comportamiento no lineal. El programa SAP2000 posee rutinas que permiten una modelación detallada de los dispositivos de aislamiento. La Figura 3.4 muestra esquemáticamente los modelos tridimensionales utilizados. El modelado de los aisladores se hizo a través de la opción *Link/Support Properties*.

Se seleccionó la opción *Rubber Isolator* cuando se definió el *Link/Support Type*. Para cada una de las direcciones de análisis se asigna el valor de la rigidez del aislador. Se define y admite un comportamiento bilineal del dispositivo de aislamiento de acuerdo a lo indicado en la Sección 3.4 de esta tesis. El análisis dinámico se hizo en una sola dirección traslacional para cada modelo dada la simetría que se supuso para cada uno de los modelos aislados. La Figura 3.5 ilustra la historia de cortante basal contra desplazamiento lateral en algunos de los sistemas de aislamiento bajo consideración. Esta figura se incluye para mostrar la capacidad de modelado del software de análisis utilizado.



Edificio aislado de cuatro niveles



Edificio aislado de dos niveles

Figura 3.4: Modelos tridimensionales generados en el programa SAP2000

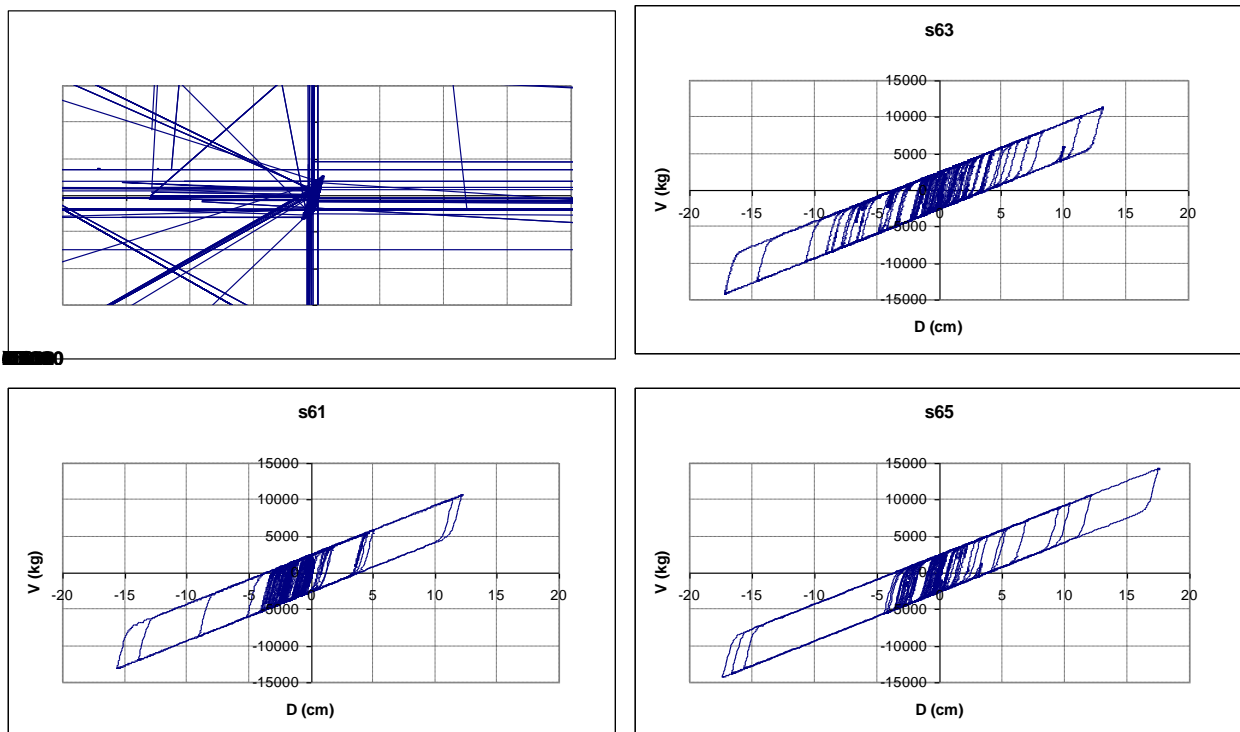


Figura 3.5: Respuesta bilineal de los aisladores

Para los análisis dinámicos no lineales, se consideró que los aisladores son elastoméricos con comportamiento histerético bilineal y un cociente  $K_2/K_1 = 0.1$ . De los nueve aisladores ubicados en el modelo se seleccionó uno de esquina para obtener las demandas sísmicas. Conforme muestra la Figura 3.6, la simetría del problema con respecto a los dos ejes de análisis implica que el centro de rigidez de todos los pisos coincide con sus respectivos centros de corte, y que por tanto, las demandas sísmicas en los aisladores son uniformes a través de todos ellos.

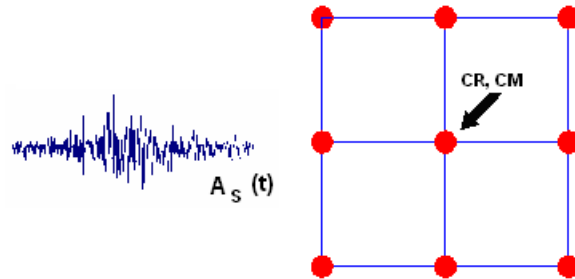


Figura 3.6: Ubicación del centro de masa y rigidez

### 3.6 ESTUDIO PARAMÉTRICO

Cada uno de los cuarenta y ocho modelos definidos por la combinación de ocho super-estructuras con seis sistemas de aislamiento fue sometido a los diez sismos bajo consideración para determinar las demandas sísmicas de desplazamiento en los aisladores y de aceleración en la super-estructuras.

#### 3.6.1 EDIFICIOS DE DOS NIVELES

Primero se analizaron los resultados obtenidos en las cuatro versiones del edificio de dos pisos. Entre los resultados obtenidos, que consideraron las demandas de desplazamiento en el sistema de aislamiento y la aceleración máxima de entrepiso, primero se discuten las demandas de aceleración.

Las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entrepisos de una super-estructura rígida. Dentro de este contexto,  $a_{max}$  es la mayor aceleración absoluta de entrepiso estimada durante una corrida, y  $a_b$  es la mayor aceleración absoluta en el sistema de aislamiento durante la misma corrida. Mientras que las Figuras 3.7 y 3.8 muestran el efecto del periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{ef}$ ), la Figura 3.9 estudia el efecto del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{ef}$ ). En la figura 3.8,  $T_s$  representa el periodo de la super-estructura sobre base rígida.



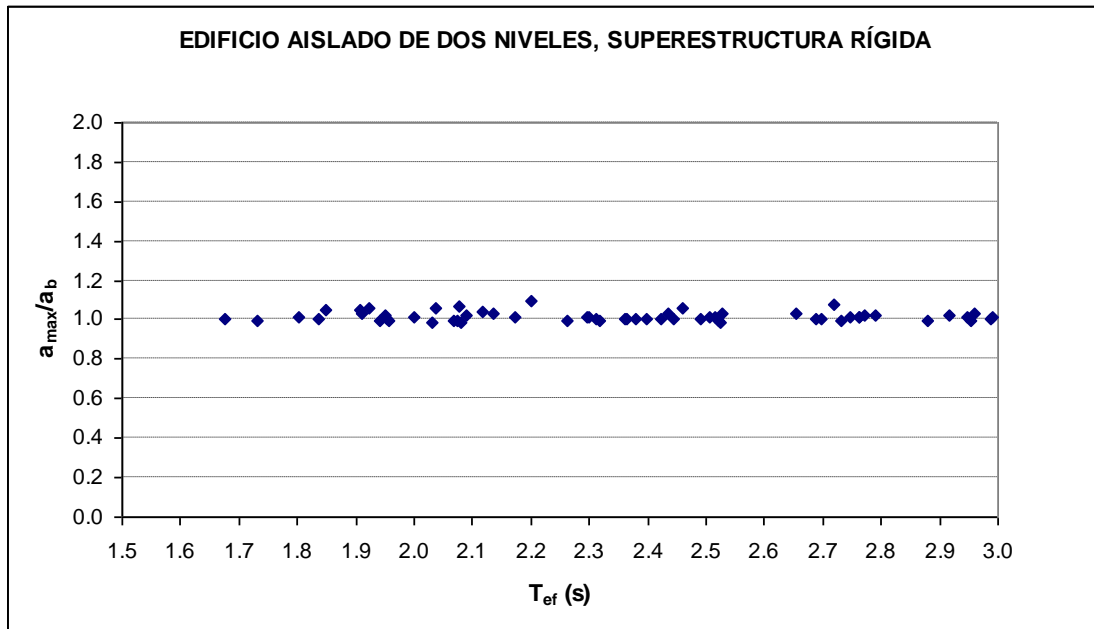


Figura 3.7: Relación entre el periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

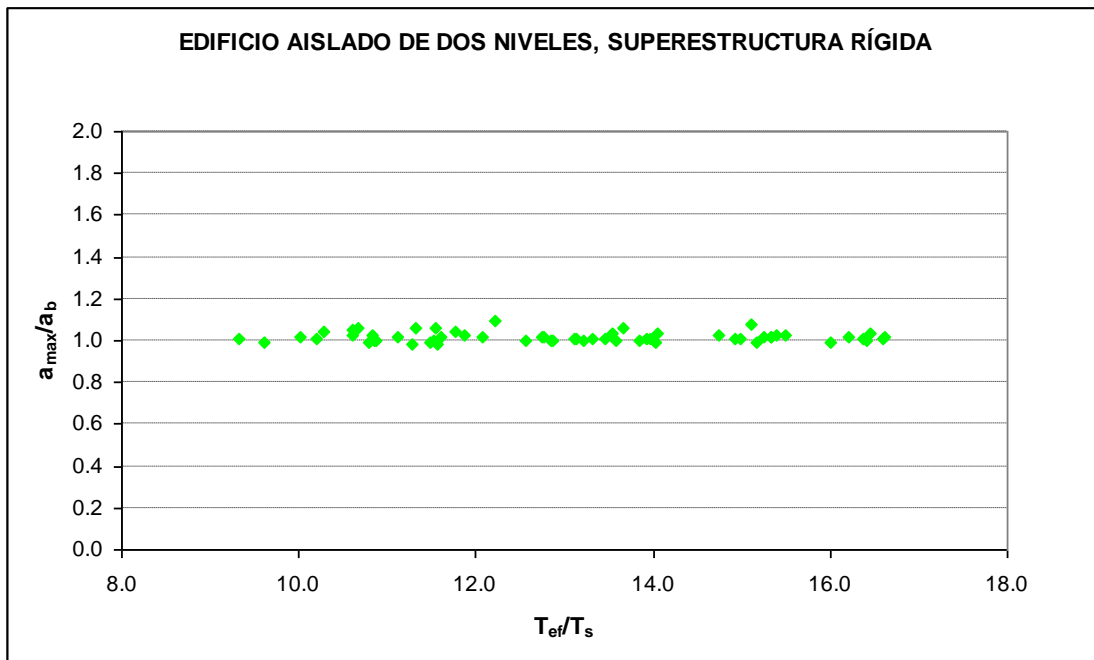


Figura 3.8: Relación entre periodos normalizados ( $T_{\text{ef}}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

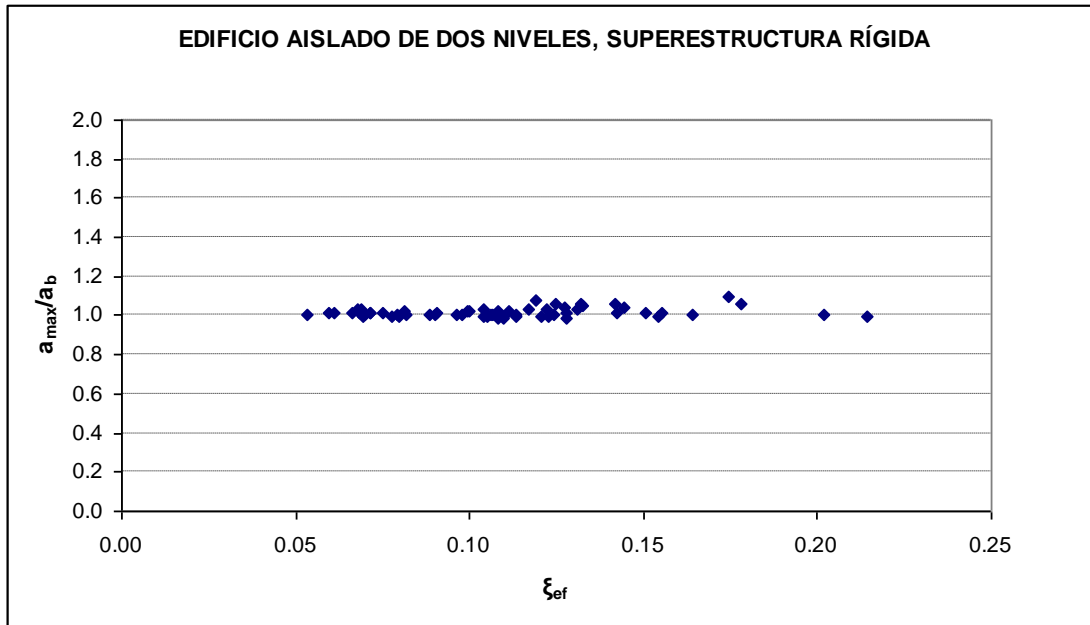


Figura 3.9: Relación entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

Las Figuras 3.7 y 3.8 muestran que cuando la super-estructura es rígida (caracterizada esta como el doble de rigidez lateral de una estructura convencional sobre base rígida), el cociente  $a_{max}/a_b$  exhibe valores cercanos a la unidad para todo intervalo de  $T_{ef}$  bajo consideración. Lo anterior implica que la aceleración absoluta no se amplifica de la base aislada a la super-estructura (siempre y cuando la super-estructura cumpla con ciertos requisitos mínimos en cuanto a su rigidez). Note que mientras el mayor cociente  $a_{max}/a_b$  en la figura alcanza un valor cercano a 1.1, el valor de  $T_{ef}$  no parece afectar la demanda de aceleración.

La Figura 3.9 muestra tendencias muy similares a la Figura 3.7, lo que implica que el nivel de amortiguamiento en el sistema de aislamiento, caracterizado por  $\xi_{ef}$  no influye de manera importante en las demandas de aceleración de una super-estructura rígida.

Las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9 sugieren que la predicción del nivel de aceleración máxima en la super-estructura de una edificación rígida sería muy sencilla si fuera posible estimar de manera confiable el nivel de aceleración en el sistema de aislamiento.

Las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entresijos de una super-estructura convencional. Una menor rigidez lateral en la super-estructura se ve claramente reflejada en una mayor amplificación de aceleración. Note en la Figura 3.10 y 3.11 que el mayor cociente  $a_{max}/a_b$  alcanza ahora un valor cercano a 1.2, y que se hace notorio un ligero incremento de este cociente

conforme el valor de  $T_{ef}$  se reduce. Lo anterior implica que conforme el sistema de aislamiento muestra mayor rigidez lateral en su respuesta, los efectos de la flexibilidad de una super-estructura convencional resultan mayores, y por tanto, se amplifican los efectos de la aceleración. A pesar de la tendencia identificada, puede decirse que los incrementos en los niveles de aceleración son bajos, de tal manera que todavía es posible estimar de manera razonable los niveles de aceleración máxima en la super-estructura si se conocen los niveles de aceleración en el sistema de aislamiento.

La Figura 3.12 refleja la poca amplificación que sufre la aceleración de la base aislada a una super-estructura convencional, y muestra una clara tendencia a que el cociente  $a_{max}/a_b$  muestra un ligero incremento con un incremento de  $\xi_{ef}$ . Note que un decremento del valor de  $T_{ef}$  se ve acompañado con un incremento en el valor de  $\xi_{ef}$ , de tal manera que hay congruencia en los resultados mostrados en las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12, y que un mayor amortiguamiento en el sistema de aislamiento implica una mayor transmisión de las componentes de aceleración del sistema de aislamiento a la super-estructura. Mientras que un nivel de amortiguamiento menor al 10% no implica amplificación de la aceleración, un amortiguamiento mayor al 15% se ve reflejado en amplificaciones de aceleración del 20%.

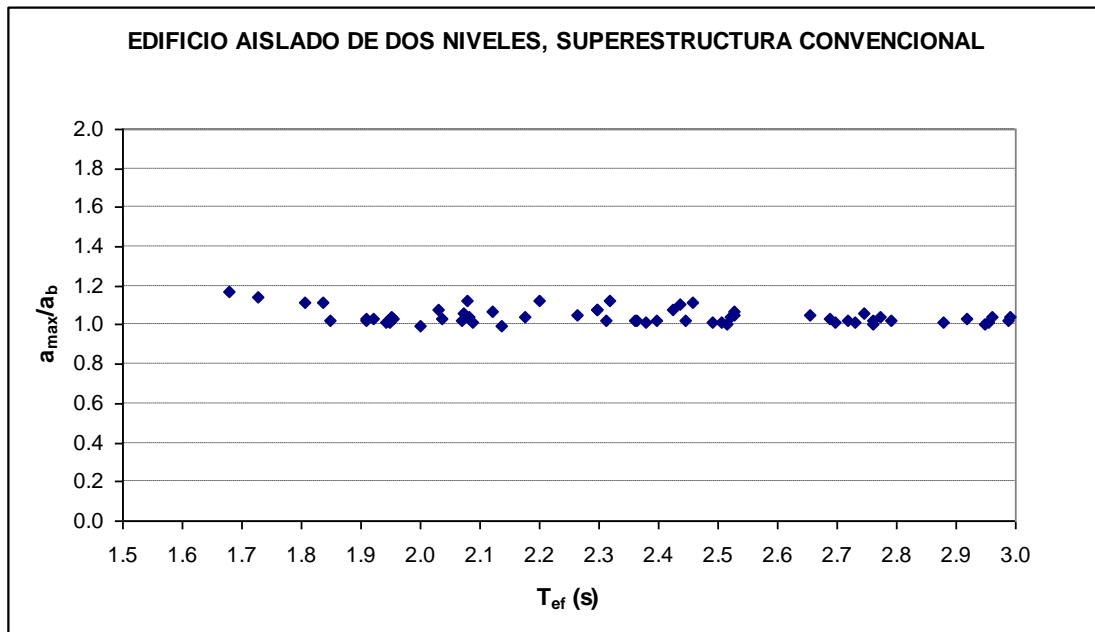


Figura 3.10: Relación entre el periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

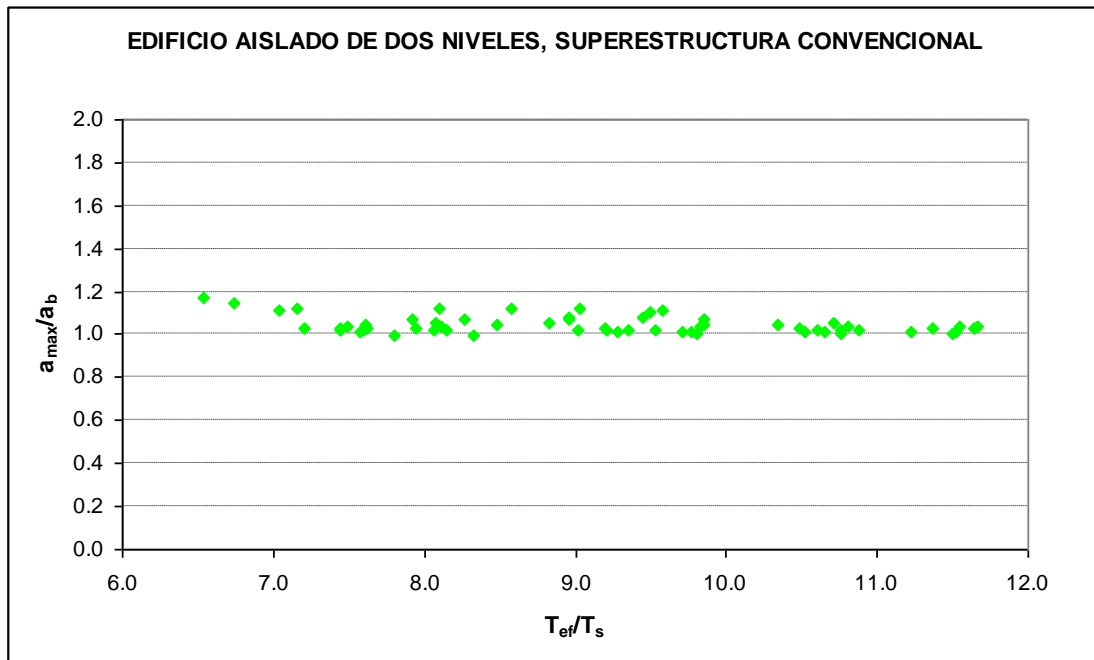


Figura 3.11: Relación entre periodos normalizados ( $T_{\text{ef}}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

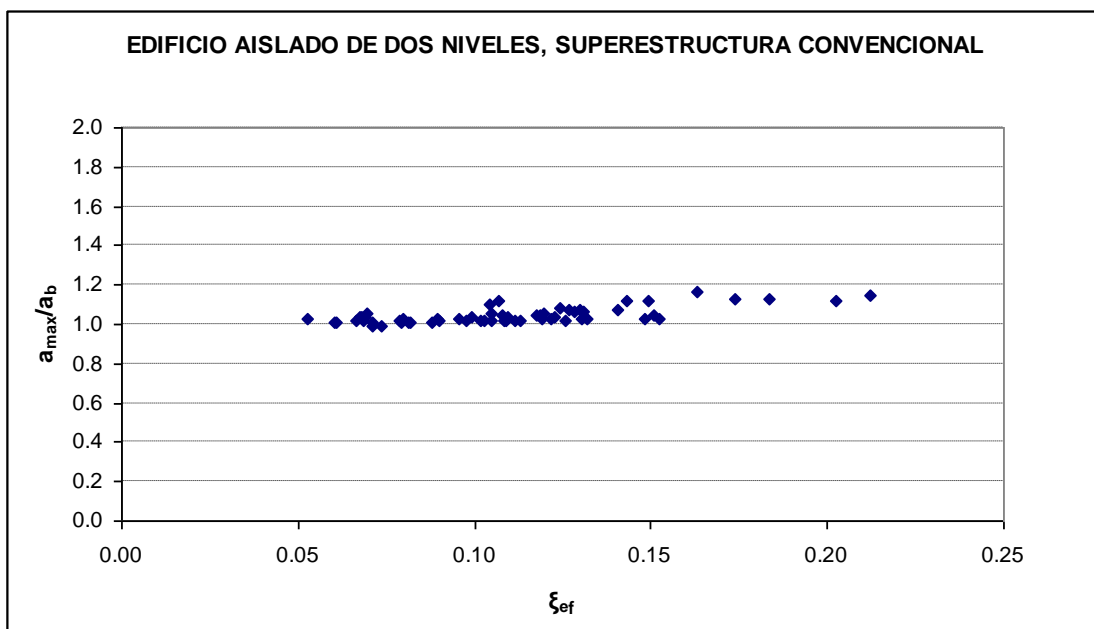


Figura 3.12: Relación entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

---

Progresando en términos de la flexibilidad de la super-estructura, las Figuras 3.13, 3.14 y 3.15 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entrepisos de una super-estructura flexible. Un decremento de la rigidez lateral en la super-estructura con respecto a la de una super-estructura convencional se ve reflejado en términos generales por un ligero incremento en la amplificación de la aceleración. Sin embargo, es interesante notar que el mayor cociente  $a_{max}/a_b$  en la Figura 3.13 exhibe un valor similar al comentado para el de la Figura 3.10. No solo eso, sino que en la Figura 3.13 se muestran cocientes menores que uno, lo que implica una reducción en el nivel de aceleración de la super-estructura con respecto al nivel de aislamiento. Puede concluirse que en términos de un subsecuente decremento de la rigidez lateral de la super-estructura (paso de convencional a flexible), el resultado es más un incremento en la incertidumbre asociada al valor del cociente  $a_{max}/a_b$  debido a la mayor participación de los modos superiores, que un incremento generalizado en cuanto a la amplificación de la aceleración. Note además que la incertidumbre se incrementa conforme se reduce el valor de  $T_{ef}$ , lo que implica que es cada vez más difícil predecir el nivel de aceleración en la super-estructura conforme se incrementa la flexibilidad de esta con respecto a la del sistema de aislamiento.

La Figura 3.15 refleja la misma situación descrita alrededor de la Figura 3.12. Note que la incertidumbre en los niveles de aceleración en la super-estructura se incrementa conforme se incrementa el valor de  $\xi_{ef}$ .

Otra manera de “flexibilizar a la superestructura” es a través de un incremento en su masa con respecto a la masa asociada al sistema de aislamiento. Las Figuras 3.16, 3.17 y 3.18 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entrepisos de una super-estructura convencional con mayores niveles de masa.

Ambas figuras indican que un aumento moderado de masa en la super-estructura no se ve reflejado en un incremento en el nivel de amplificación de la aceleración. Note que el incremento en masa se ve reflejado en un ligero incremento en el periodo efectivo en los sistemas de aislamientos.

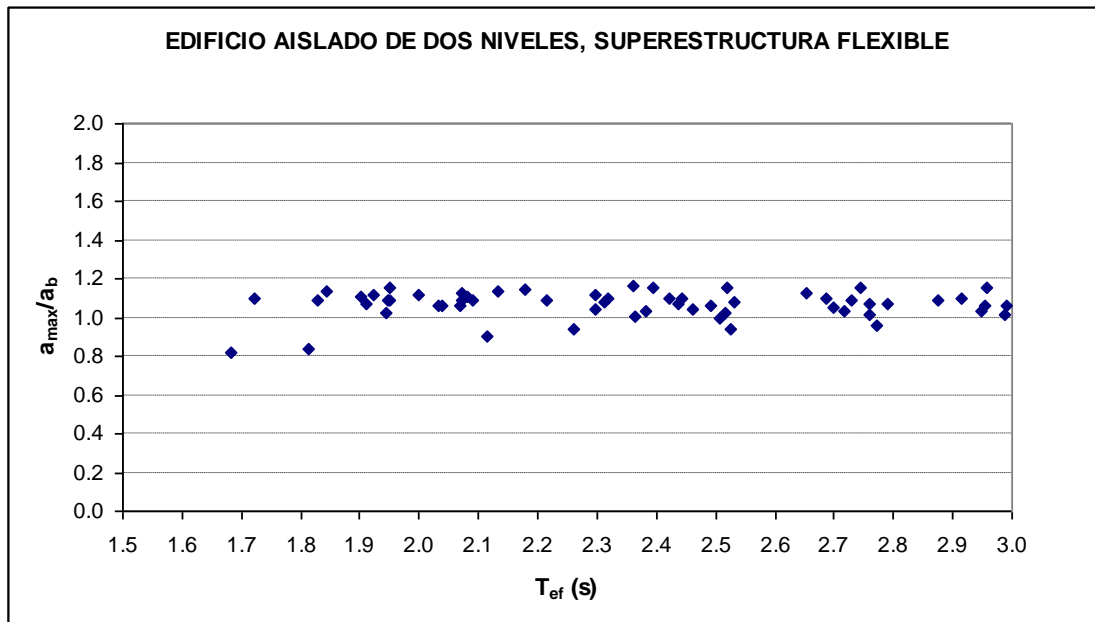


Figura 3.13: Relación entre el periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

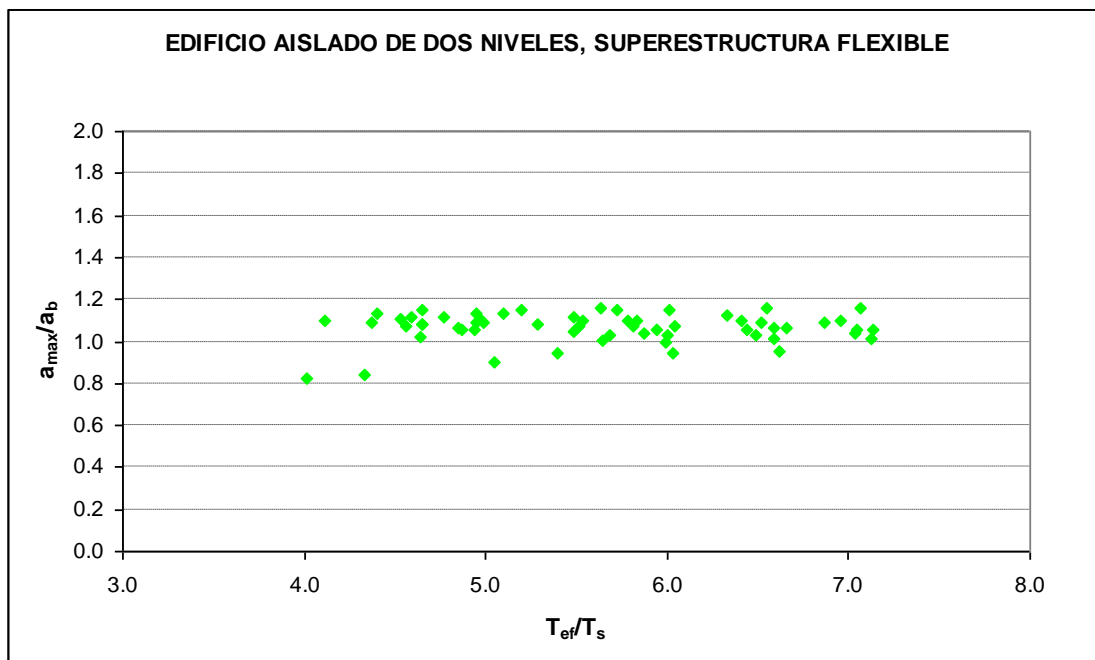


Figura 3.14: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

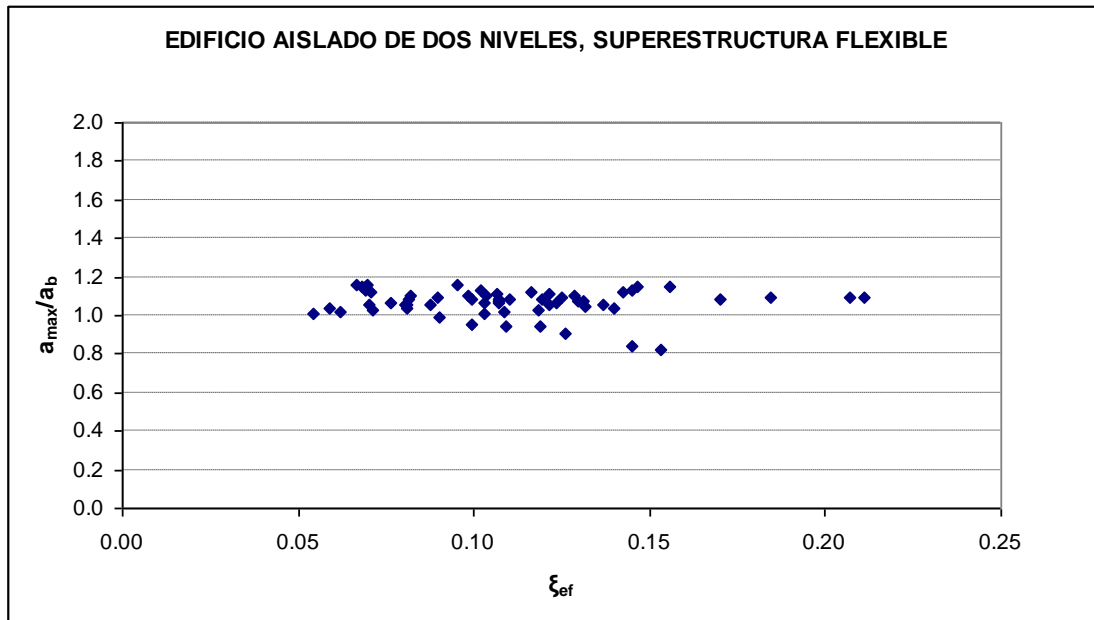


Figura 3.15: Relación entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

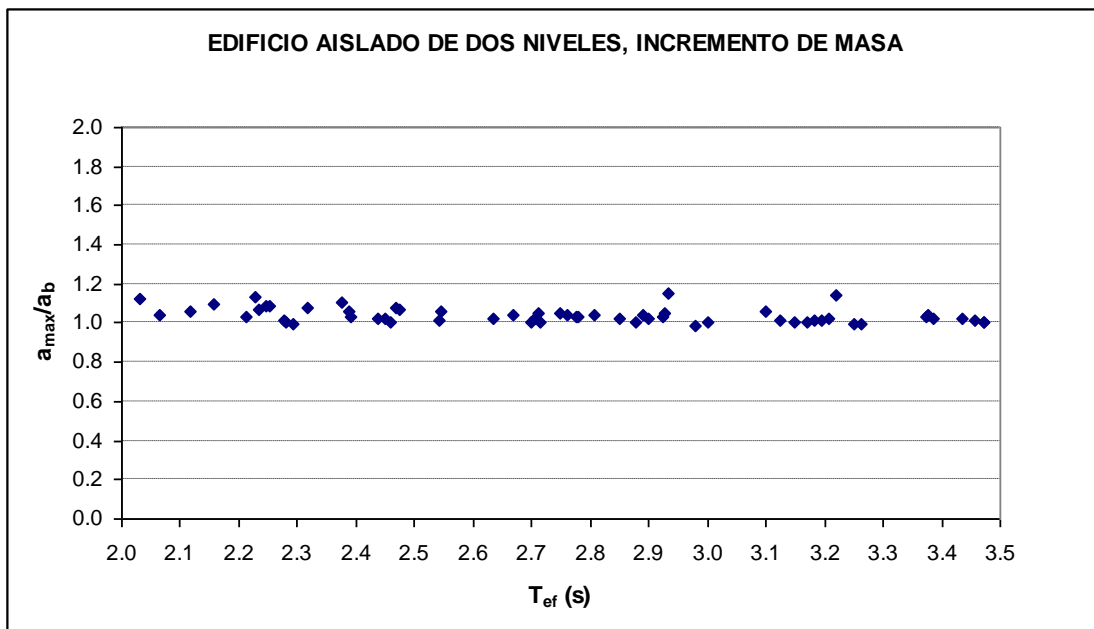


Figura 3.16: Relación entre el periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

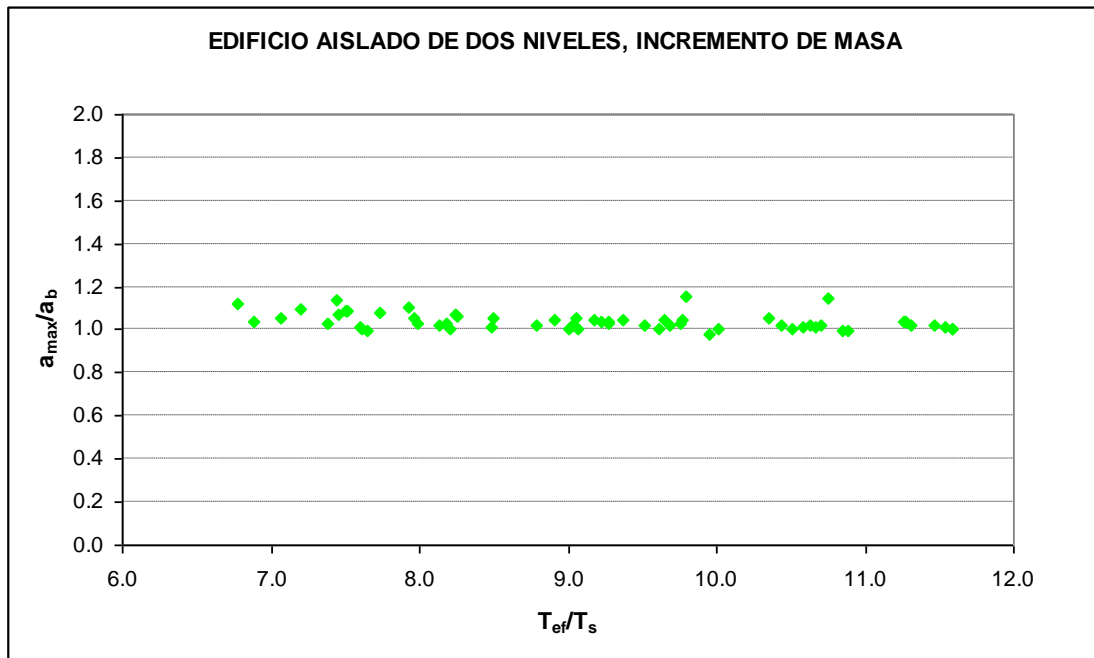


Figura 3.17: Relación entre periodos normalizados ( $T_{\text{ef}}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

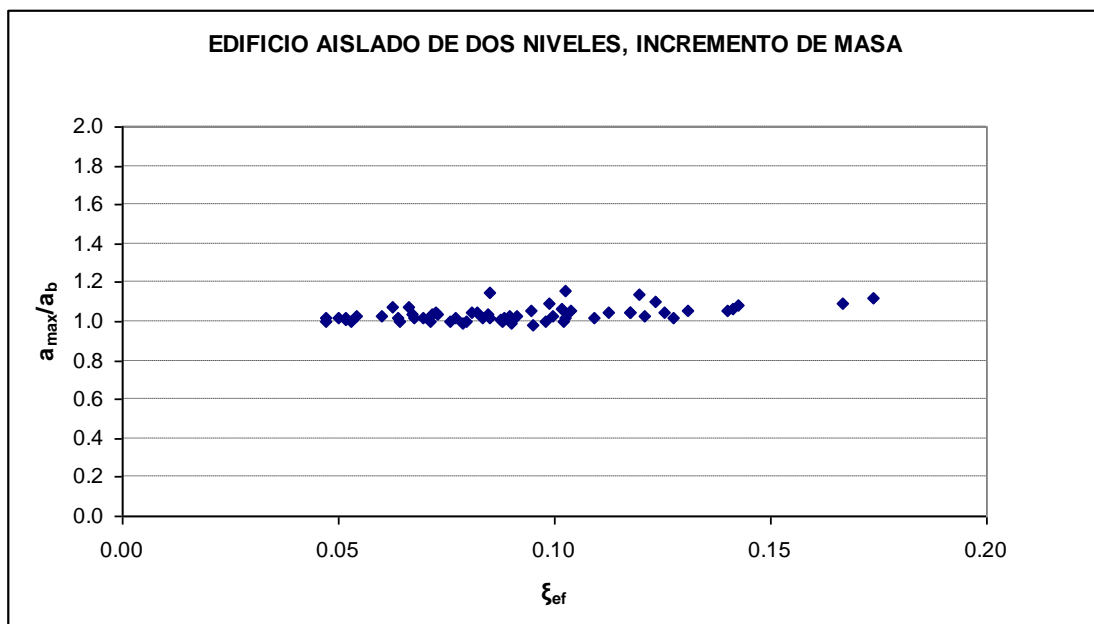


Figura 3.18: Relación entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )



Las figuras 3.19, 3.20 y 3.21, muestran un resumen general de la dependencia del cociente  $a_{max}/a_b$  correspondiente a las diferentes versiones del edificio de dos pisos con respecto a los diferentes parámetros bajo consideración en el estudio paramétrico.

Mientras que la figura 3.19 muestra una tendencia a que los niveles de amplificación y de incertidumbre de la aceleración en la superestructura se incrementan con una reducción en el periodo efectivo del sistema de aislamiento (y por tanto con un incremento en la flexibilidad de la super-estructura con respecto al sistema de aislamiento), la figura 3.20 muestra que dicha tendencia queda mejor caracterizada cuando el periodo efectivo del sistema de aislamiento se normaliza por el periodo de la super-estructura sobre base rígida. Mientras que para valores de  $T_{ef}/T_s$  mayores que diez el valor  $a_{max}/a_b$  vale prácticamente uno para todos los casos (lo que implica no amplificación en los niveles de aceleración y alta certidumbre en cuanto a esta afirmación), para valores de  $T_{ef}/T_s$  menores que ocho se observan valores  $a_{max}/a_b$  que suelen oscilar entre 1.0 y 1.2, y un incremento importante en la incertidumbre asociada al cociente de aceleraciones. Puede concluirse que una disminución de la rigidez lateral de la super-estructura del edificio de dos pisos con respecto a la del sistema de aislamiento se refleja en un leve incremento en los niveles de aceleración, y en sus niveles asociados de incertidumbre. La Figura 3.21 refleja un incremento en los niveles de incertidumbre como resultado de un incremento de  $\xi_{ef}$ .

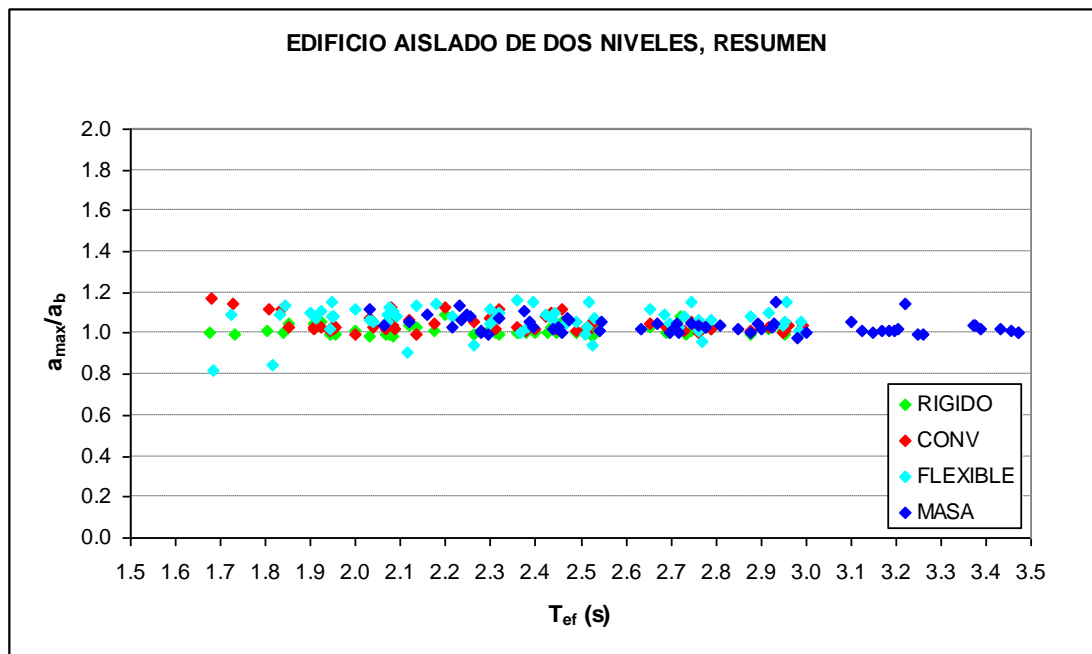


Figura 3.19: Relación entre el periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

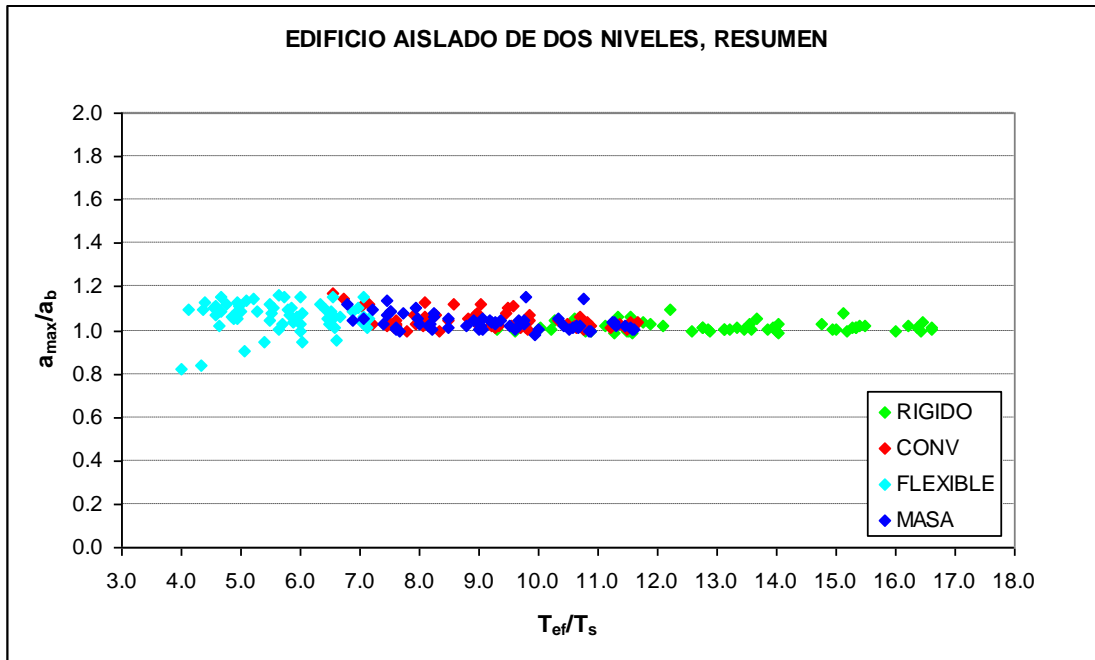


Figura 3.20: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

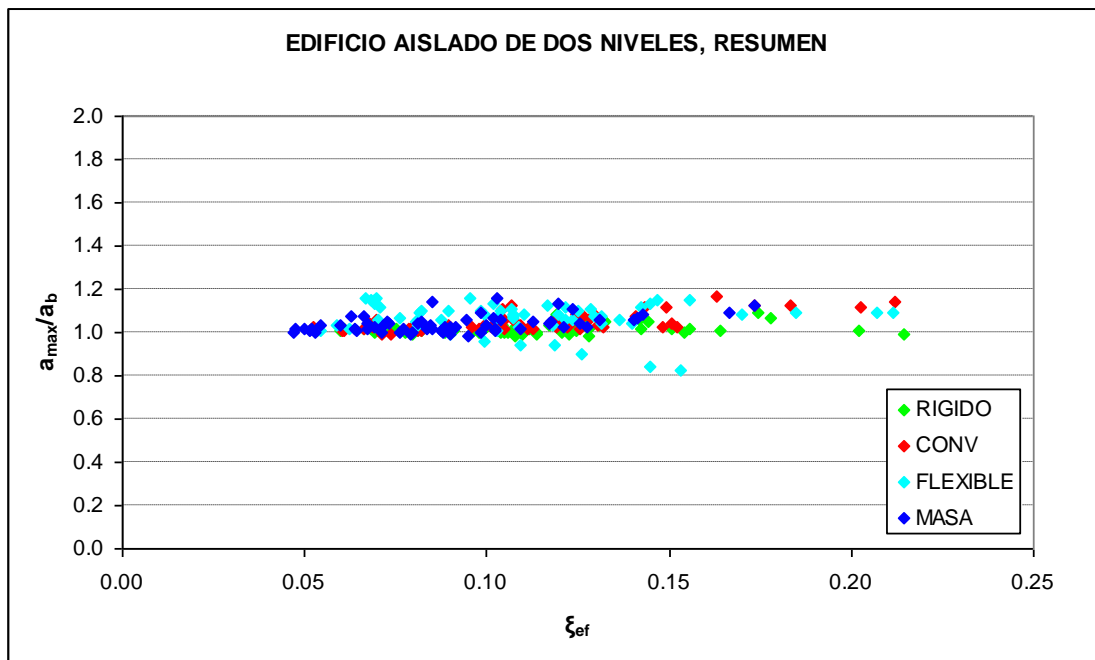


Figura 3.21: Relación entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

Un factor fundamental para entender el comportamiento de una estructura aislada es comparar su respuesta o demanda máxima con aquella que se predeciría para ella a partir de espectros elásticos. Si las respuestas estimadas de estas dos maneras son similares, esto implica que un espectro elástico de diseño podría usarse para predecir la respuesta de la estructura aislada con fines de diseño o concepción de su sistema de aislamiento.

Las Figuras 3.22 a 3.25 contrastan las demandas de desplazamientos máximos que acomodan las estructuras aisladas de dos pisos, con respecto a espectros elásticos promedio de desplazamiento para porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15 y 20%, respectivamente. Para definir las coordenadas del punto que resume los resultados de una corrida, se estimó para dicha corrida la rigidez efectiva en el sistema de aislamiento:

$$K_{eff} = \frac{F_{MAX}^{+} + F_{MIN}^{-}}{\Delta_{MAX}^{+} + \Delta_{MIN}^{-}} \quad (3.1)$$

Donde,  $\Delta_{MAX}^{+}$  y  $\Delta_{MAX}^{-}$  representan las demandas máximas de desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento en direcciones positiva y negativa, respectivamente; y  $F_{MAX}^{+}$  y  $F_{MAX}^{-}$  son los cortantes basales asociados, respectivamente, a dichas demandas de desplazamiento. Los parámetros requeridos por la Ecuación 3.1 se establecen directamente del ciclo de histéresis obtenido en la corrida para el sistema de aislamiento. A partir de la rigidez efectiva puede establecerse el periodo efectivo de la corrida, el cual corresponde a la abscisa del punto asociado a la corrida. En términos de la ordenada, se grafica en centímetros la máxima demanda de desplazamiento en el sistema de aislamiento. Note que a cada corrida se asocia un porcentaje de amortiguamiento crítico. Dicho porcentaje se estableció a partir de los valores obtenidos directamente del ciclo de histéresis del sistema de aislamiento, y la siguiente ecuación:

$$\xi_{eff} = \frac{(F_{MAX}^{+} + F_{MIN}^{-})(\Delta_{MAX}^{+} + \Delta_{MIN}^{-})}{2\pi K_{eff} \Delta_{MAX}^2} \quad (3.2)$$

Aunque en términos generales, la estimación del desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento obtenida directamente de los espectros de desplazamiento es mayor que la demanda estimada a partir de los análisis dinámicos; este no suele ser el caso para valores de periodo cercanos o mayores que tres segundos. Note además que la subestimación de desplazamiento a partir de la ordenada espectral se da en casos en que la super-estructura es flexible, ya sea porque exhibe menor rigidez lateral o mayor masa que el caso convencional; y que la subestimación es más notoria conforme se incrementa el valor del porcentaje de amortiguamiento crítico asociado al sistema de aislamiento.

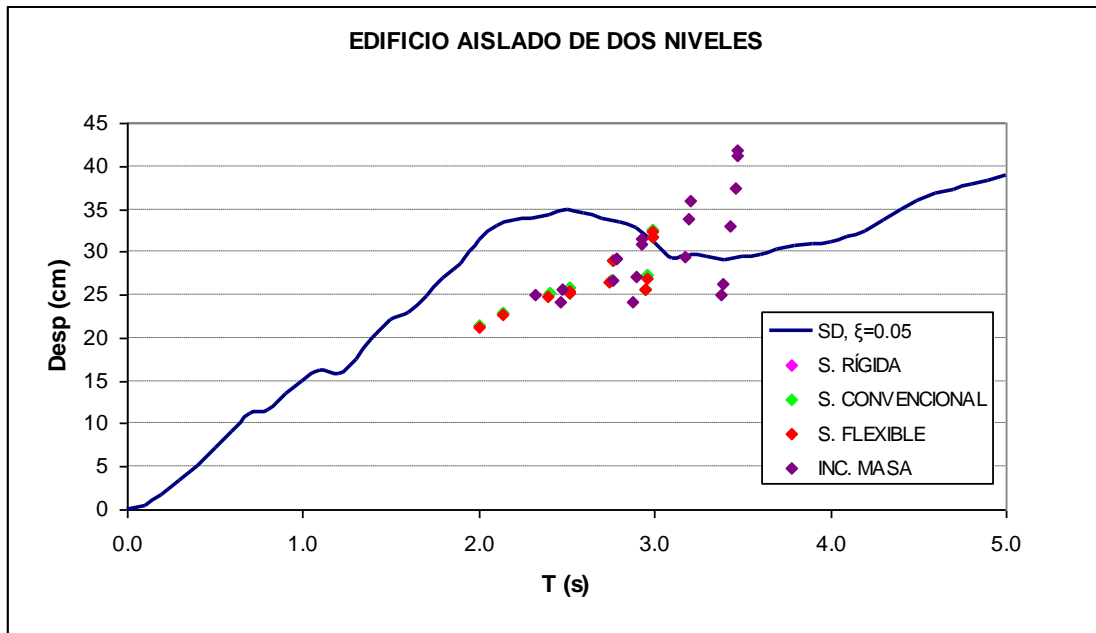


Figura 3.22: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.05$

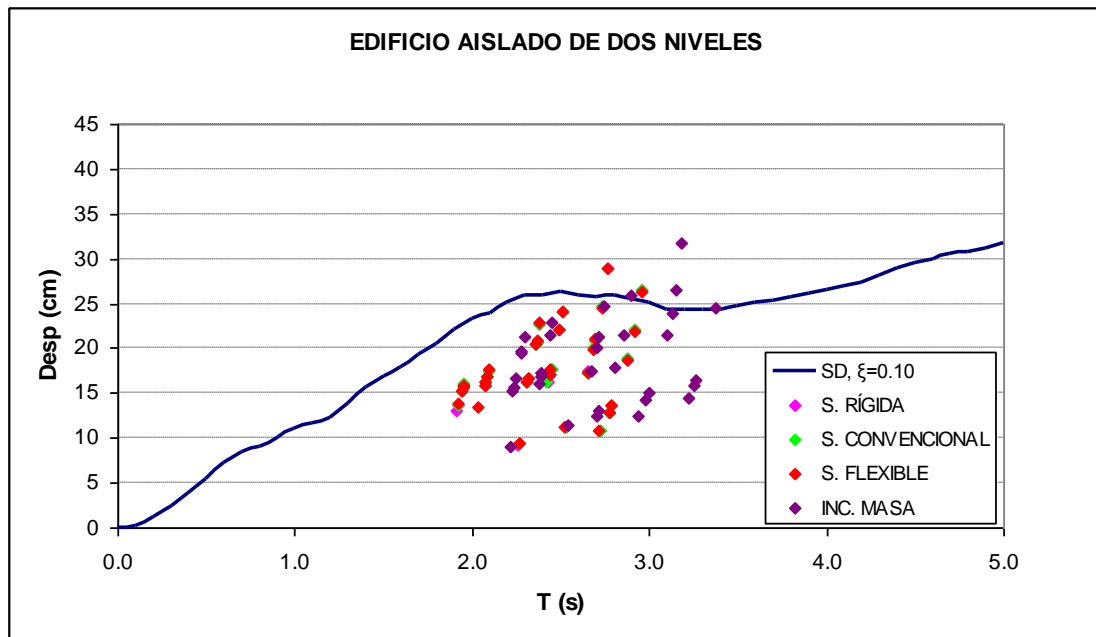


Figura 3.23: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.10$

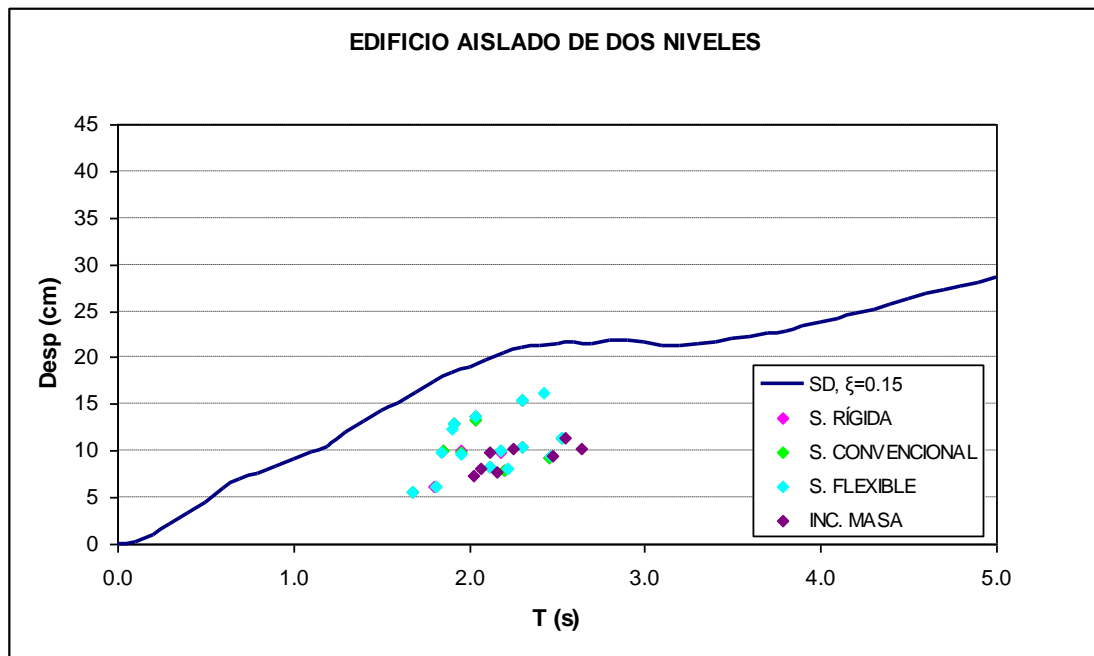


Figura 3.24: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.15$

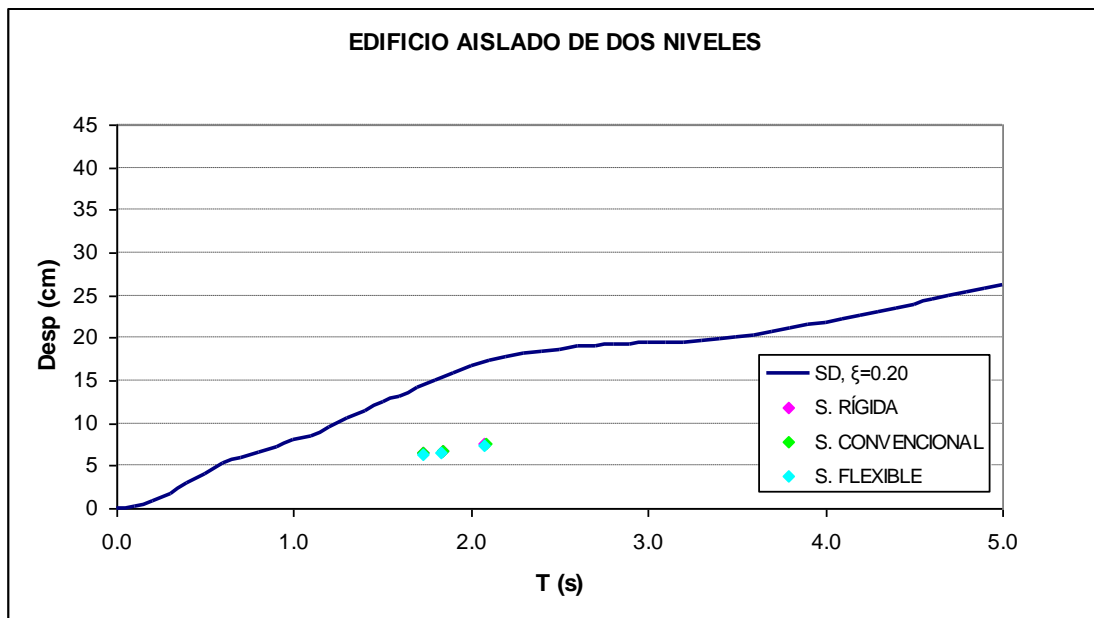


Figura 3.25: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.20$

Las Figuras 3.26 a 3.29 contrastan las demandas de aceleración máxima de entrepiso en la super-estructura de las estructuras aisladas de dos pisos, con respecto a espectros elásticos promedio de pseudo-aceleración para porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15 y 20%, respectivamente. Las convenciones para determinar las abscisas que corresponden a cada figura son las mismas que las utilizadas en las Figuras 3.22 a 3.25.

Es importante notar que las demandas de aceleración de entrepiso pueden ser predichas de manera razonable a partir de la pseudo-aceleración leída directamente de un espectro elástico. Dicha predicción es mejor conforme se reduce el valor de amortiguamiento asociado al sistema de aislamiento, ya que es notorio la sobrestimación que una ordenada espectral hace del nivel de aceleración conforme se incrementa el nivel de amortiguamiento. Note que en el caso de periodos cercanos o mayores que tres segundos y valores pequeños de amortiguamiento, hay una ligera subestimación del nivel de aceleración a partir de los espectros de pseudo-aceleración.

Los resultados mostrados en las Figuras 3.26 a 3.29 indican que sería posible establecer una metodología de diseño basada en aceleraciones, que estableciera un periodo para el sistema de aislamiento en función de un nivel máximo aceptable de aceleración de entrepiso.

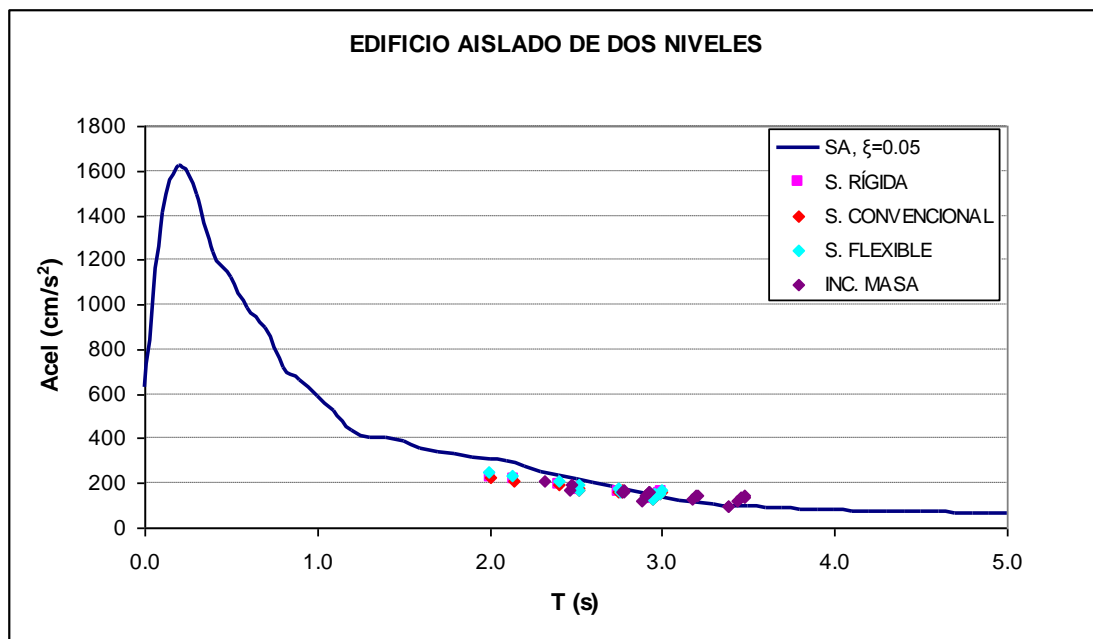


Figura 3.26. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.05$

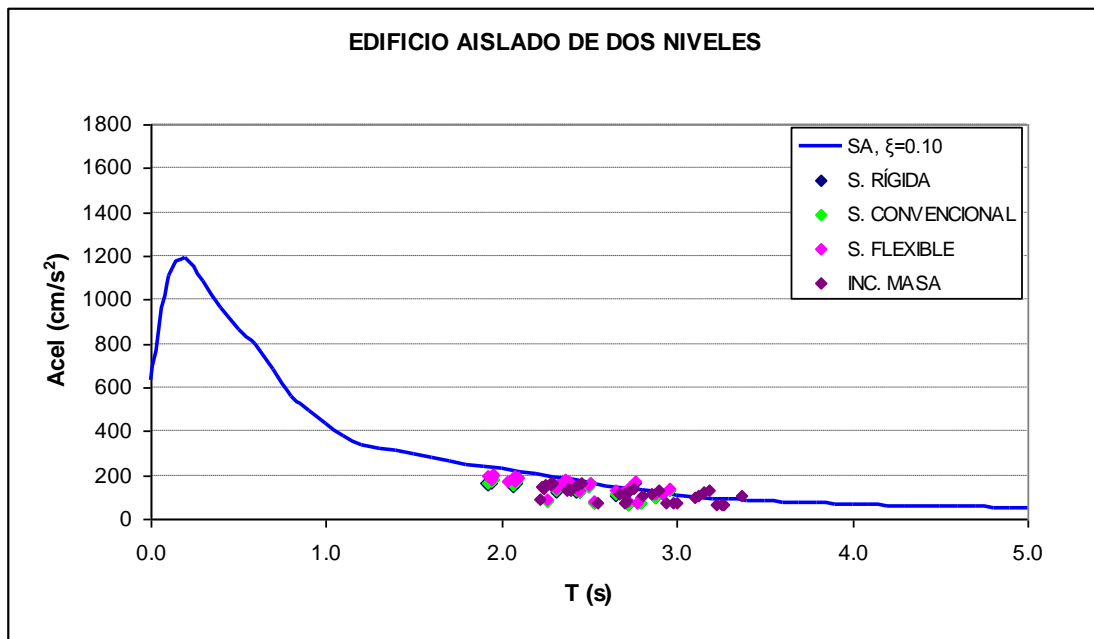


Figura 3.27. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.10$

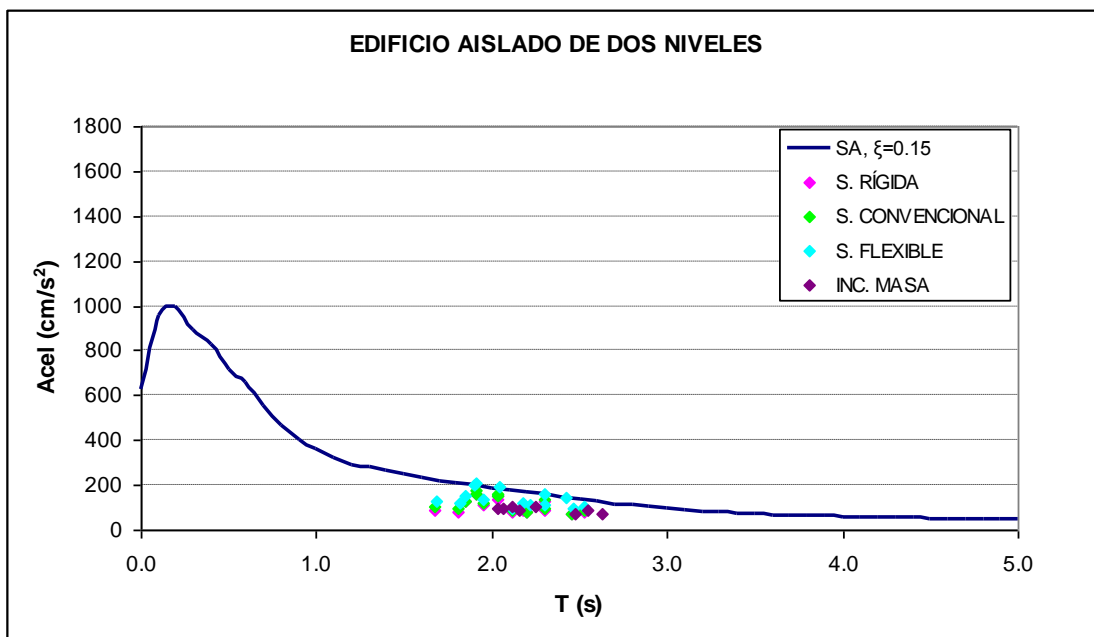


Figura 3.28. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.15$

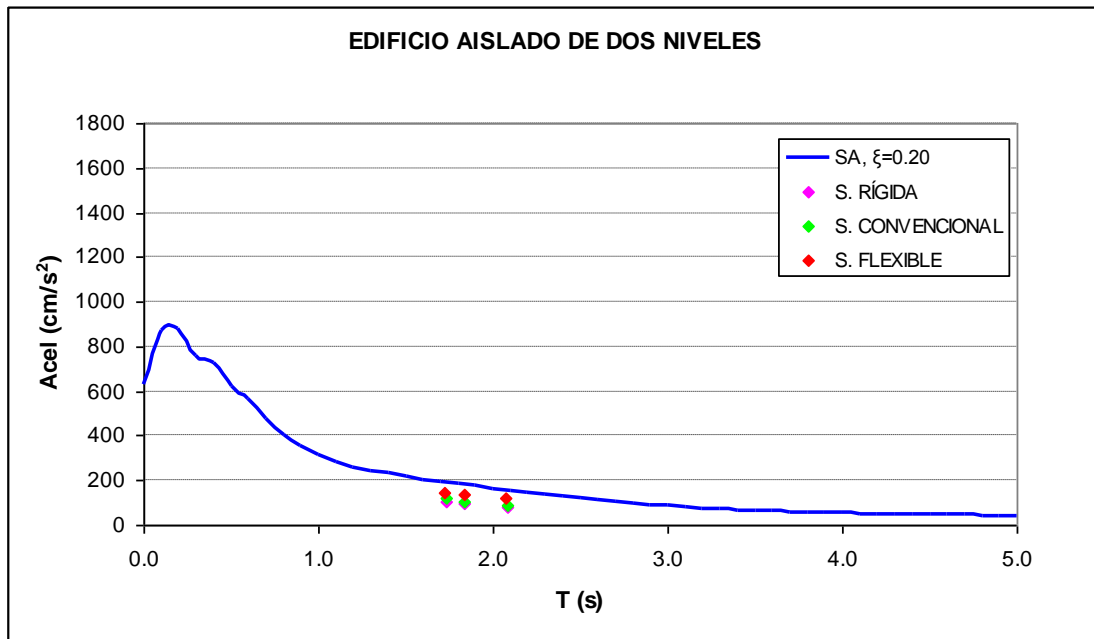


Figura 3.29. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.20$

### 3.6.2 EDIFICIOS DE CUATRO NIVELES

En segunda instancia se analizaron los resultados obtenidos en las cuatro versiones del edificio de cuatro pisos. Se consideraron las demandas de desplazamiento en el sistema de aislamiento y la aceleración máxima de entrepiso como resultados a discutir.

Las Figuras 3.30, 3.31 y 3.32 muestran el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración de la base aislada hacia los entrepisos de una super-estructura rígida. Mientras que las Figuras 3.30 y 3.31 muestran el efecto del periodo efectivo del sistema de aislamiento ( $T_{ef}$ ), la Figura 3.32 estudia el efecto del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ( $\xi_{ef}$ ).



Cuando la super-estructura es rígida (figuras 3.30 y 3.31), el cociente  $a_{max}/a_b$  exhibe valores cercanos a uno para todos los valores de  $T_{ef}$  considerados. Esto implica que la aceleración absoluta no se amplifica de la base aislada a la super-estructura, cada vez que la super-estructura cumpla con requisitos mínimos de rigidez. Mientras el mayor cociente  $a_{max}/a_b$  en la figura alcanza un valor cercano a 1.2, dicho cociente es prácticamente independiente del valor de  $T_{ef}$  excepto en el rango de valores de  $T_{ef}$  menores que 1.8, en donde se aprecia una tendencia a que  $a_{max}/a_b$  se incremente con un decremento del periodo.

En la Figura 3.32 se nota que el nivel de amortiguamiento en el sistema de aislamiento, caracterizado por  $\xi_{ef}$  no influye de manera importante en las demandas de aceleración de una super-estructura rígida. Para valores de  $\xi_{ef}$  mayores que 0.15 se aprecia una leve tendencia a que  $a_{max}/a_b$  se incremente al aumentar el valor del amortiguamiento que exhibe el sistema de aislamiento.

Al igual que en el caso de los edificios de dos pisos, las figuras sugieren que la predicción del nivel de aceleración máxima en la super-estructura de una edificación rígida sería muy sencilla si fuera posible estimar de manera confiable el nivel de aceleración en el sistema de aislamiento.

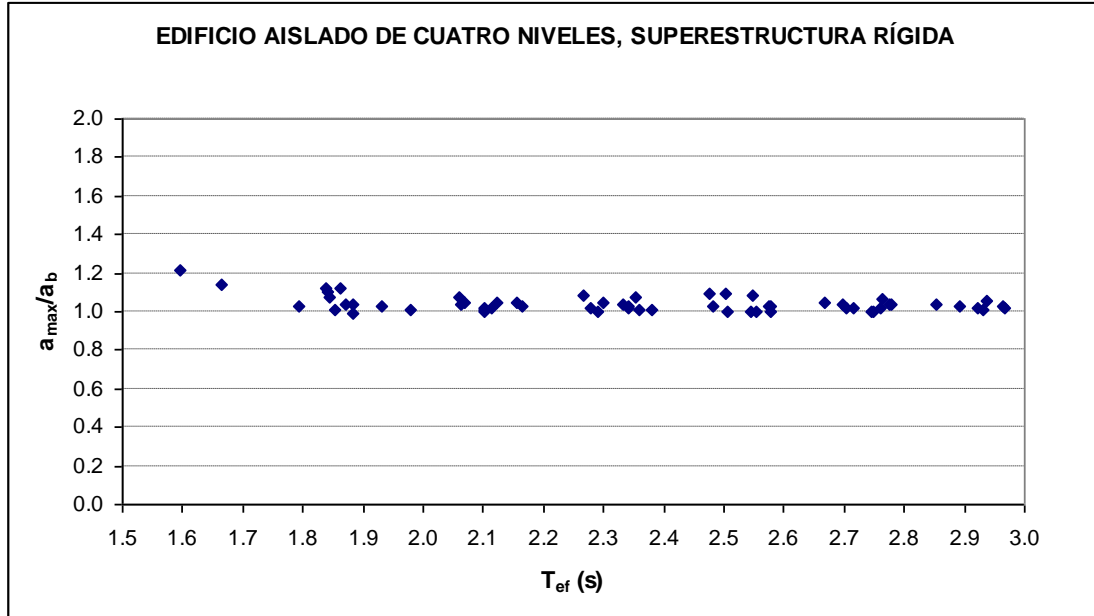


Figura 3.30: Relación entre el periodo efectivo aislado ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

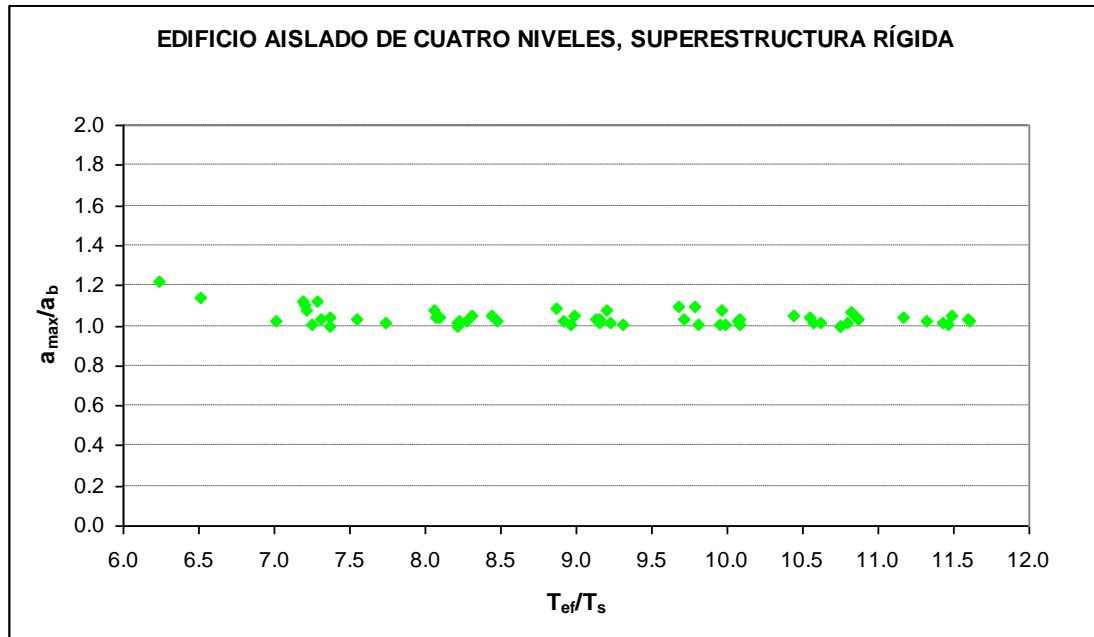


Figura 3.31: Relación entre periodos normalizados ( $T_{\text{ef}}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

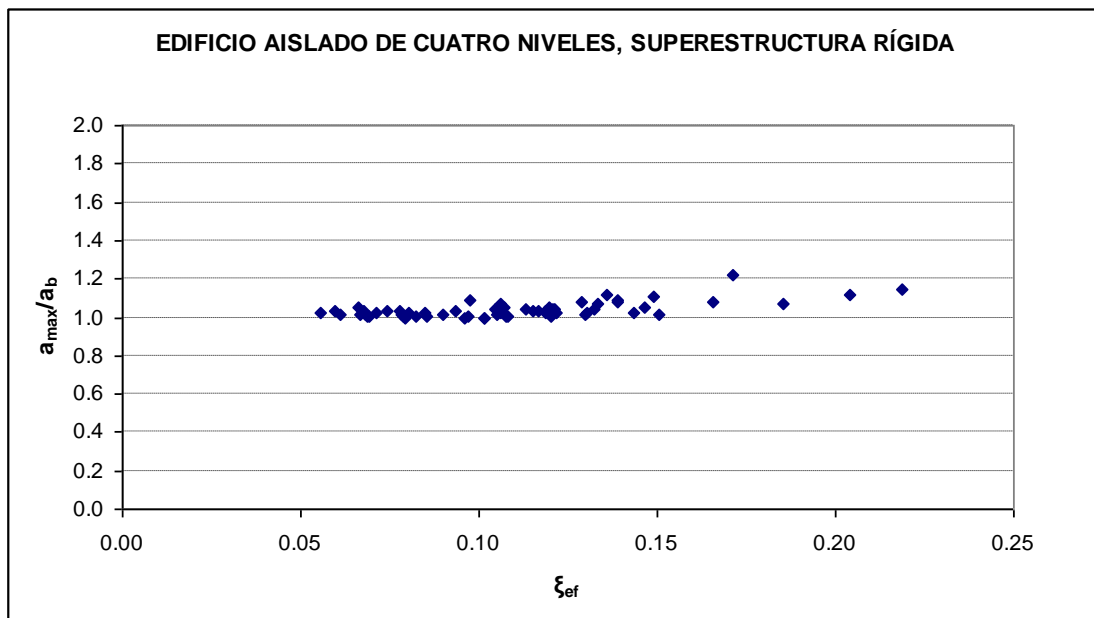


Figura 3.32: Relación entre el amortiguamiento efectivo aislado ( $\xi_{\text{ef}}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

Es posible notar a través del cociente  $a_{max}/a_b$  en las figuras 3.33, 3.34 y 3.35 la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entrepisos de una super-estructura convencional. Una menor rigidez lateral en la super-estructura se ve claramente reflejada en una mayor amplificación de aceleración, y en un incremento de la incertidumbre asociada. Note en la Figura 3.33 y 3.34 que el mayor cociente  $a_{max}/a_b$  alcanza un valor cercano a 1.3, y que se hace notorio un ligero incremento de este cociente conforme el valor de  $T_{ef}$  se reduce. Conforme el sistema de aislamiento muestra mayor rigidez lateral en su respuesta, los efectos de la flexibilidad de una super-estructura convencional resultan mayores, y por tanto, se amplifican los efectos de la aceleración. A pesar de la tendencia identificada, puede decirse que los incrementos en los niveles de aceleración son bajos y los niveles de incertidumbre relativamente pequeños, de tal manera que todavía es posible estimar de manera razonable los niveles de aceleración máxima en la super-estructura si se conocen los niveles de aceleración en el sistema de aislamiento.

La Figura 3.35 refleja la amplificación que sufre la aceleración de la base aislada a una super-estructura convencional, y muestra una clara tendencia a que el cociente  $a_{max}/a_b$  se incremente con un incremento de  $\xi_{ef}$ . Un decremento del valor de  $T_{ef}$  se ve acompañado con un incremento en el valor de  $\xi_{ef}$ , y un mayor amortiguamiento en el sistema de aislamiento implica una mayor transmisión de las componentes de aceleración del sistema de aislamiento a la super-estructura.

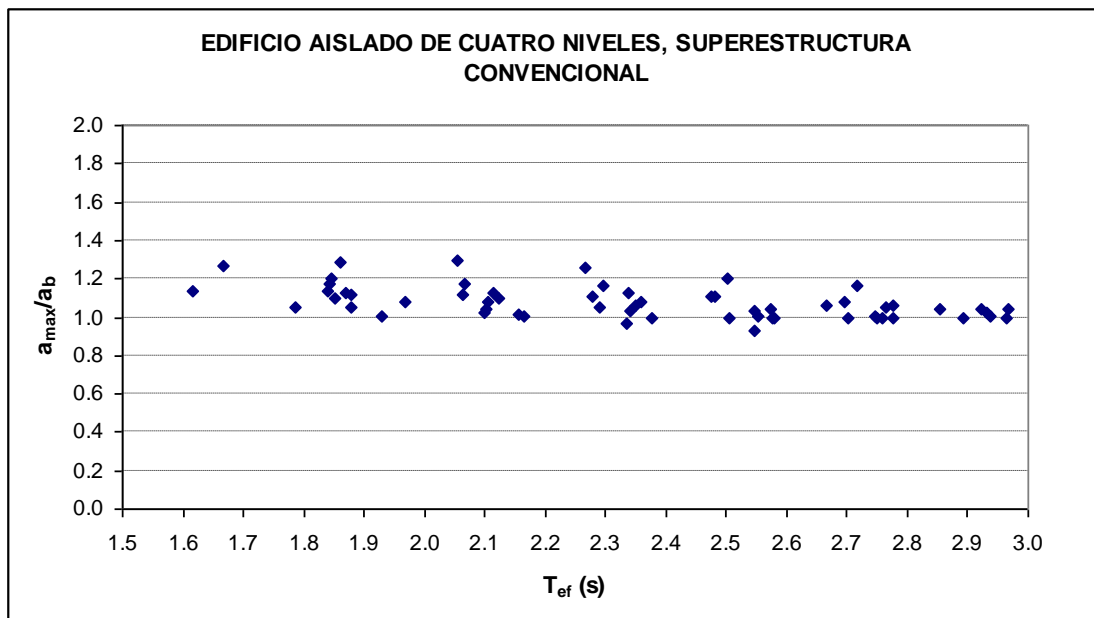


Figura 3.33: Relación entre el periodo efectivo aislado ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

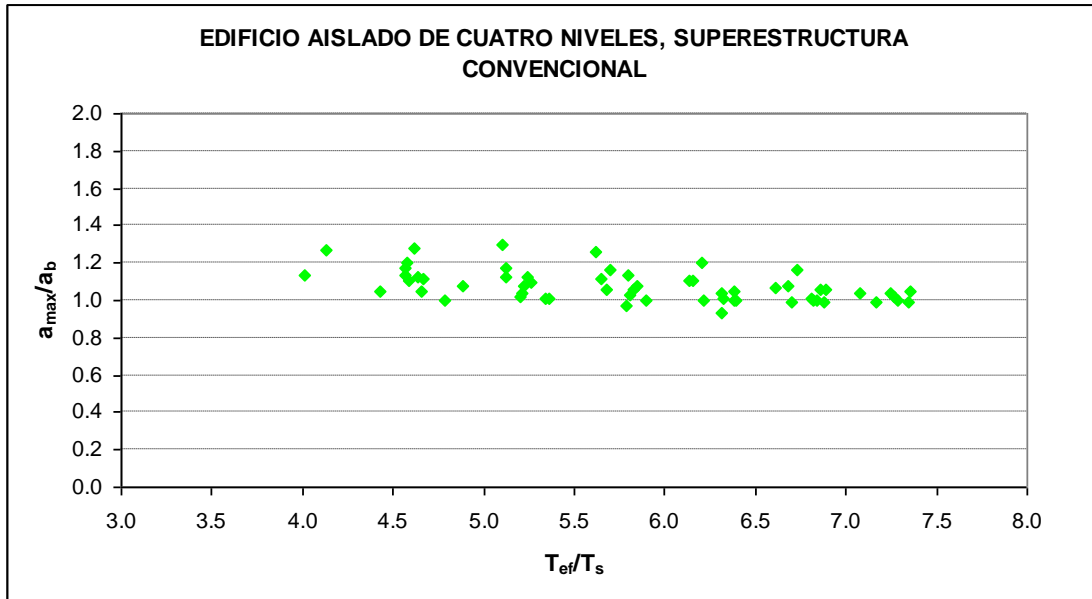


Figura 3.34: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

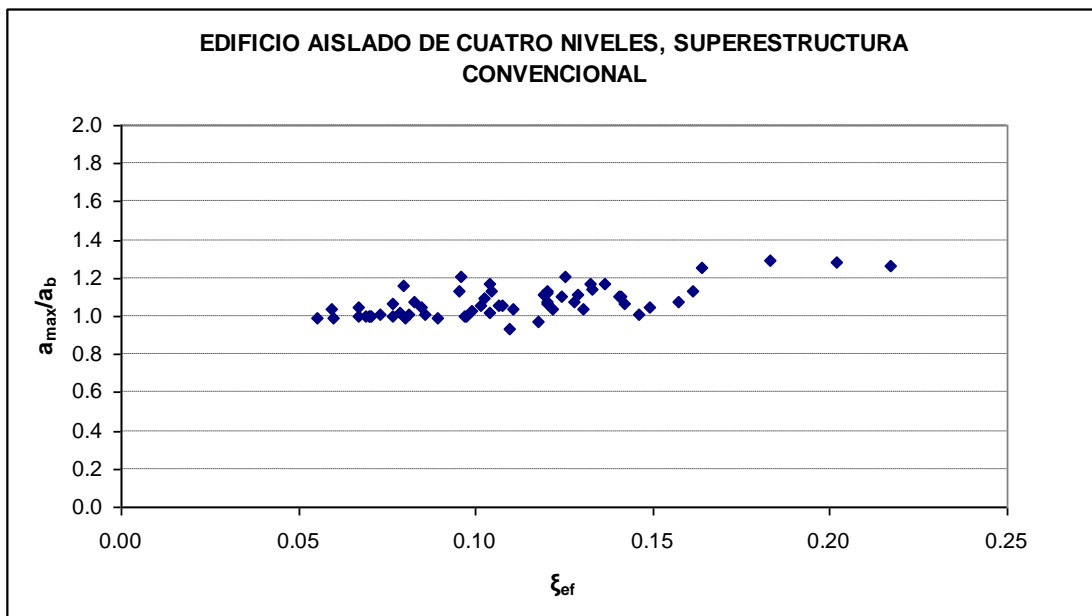


Figura 3.35: Relación entre el amortiguamiento efectivo aislado ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

---

Las Figuras 3.36, 3.37 y 3.38 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entresijos de una super-estructura flexible. Un decremento de la rigidez lateral en la super-estructura con respecto a la de una super-estructura convencional se ve reflejado en términos generales en un incremento en la amplificación de la aceleración, y en un incremento importante en el nivel asociado de incertidumbre. El incremento en el nivel de incertidumbre es tal que se desdibujan las tendencias comentadas para los casos de super-estructuras rígidas y convencionales.

En primer lugar, es interesante notar que el cociente  $a_{max}/a_b$  abarca un amplio rango de valores que van desde 0.9 a 1.5. Además, el valor de dicho cociente pierde dependencia con respecto al valor de  $T_{ef}$ . Puede concluirse que en términos de un subsecuente decremento de la rigidez lateral de la super-estructura (paso de convencional a flexible), el resultado es un incremento en la incertidumbre asociada al valor del cociente  $a_{max}/a_b$  debido a la mayor participación de los modos superiores. Note que la alta incertidumbre implica que es difícil predecir el nivel de aceleración en la super-estructura flexible.

La Figura 3.38 muestra que la incertidumbre en los niveles de aceleración en la super-estructura se incrementa para todo valor de  $\xi_{ef}$ . Una vez más, puede apreciarse la alta incertidumbre alrededor de la amplificación de la aceleración, y un desdibujamiento de las tendencias identificadas con anterioridad.

Al incrementar la masa en la super-estructura convencional, el sistema estructural se hace flexible. Las Figuras 3.39, 3.40 y 3.41 muestran a través del cociente  $a_{max}/a_b$  el efecto de diferentes parámetros en la amplificación que sufre la aceleración desde la base aislada hacia los entresijos de una super-estructura convencional con mayores niveles de masa.

Las figuras indican que un aumento moderado de masa en la super-estructura se ve reflejado en un incremento en el nivel de amplificación de la aceleración. También el incremento en masa se ve reflejado en un ligero incremento en el periodo efectivo en los sistemas de aislamiento.

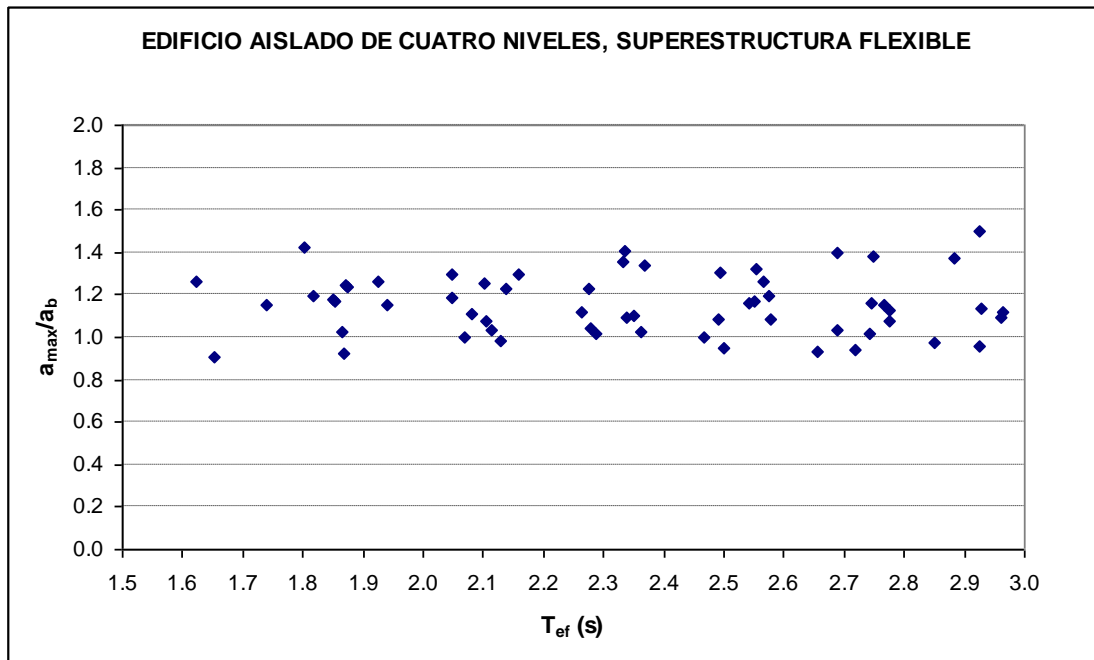


Figura 3.36: Relación entre el periodo efectivo aislado ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

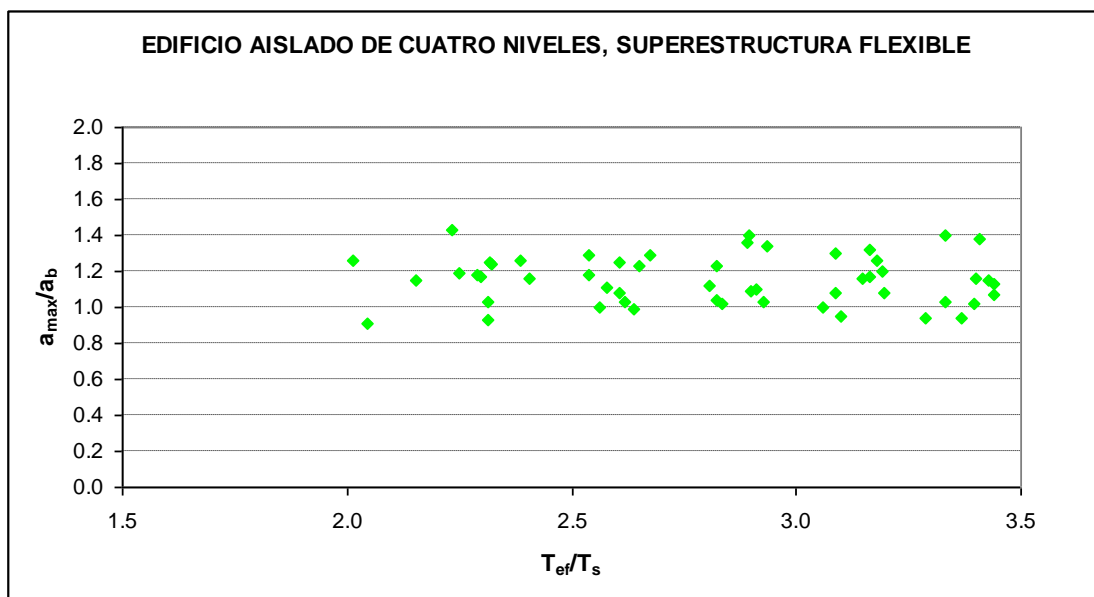


Figura 3.37: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

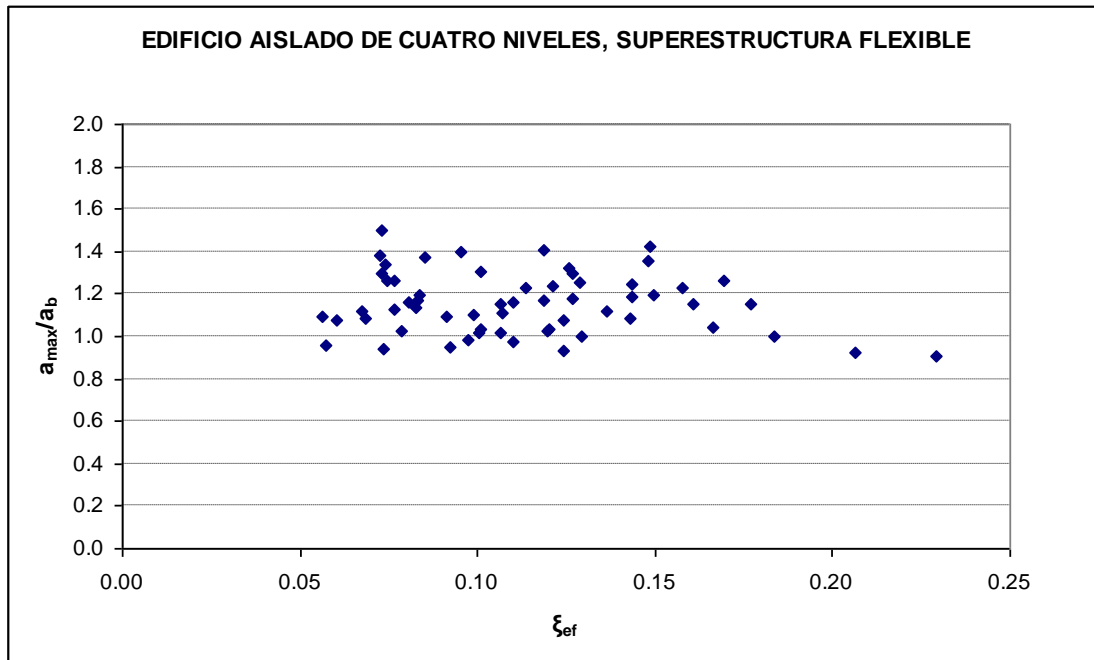


Figura 3.38: Relación entre el amortiguamiento efectivo aislado ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

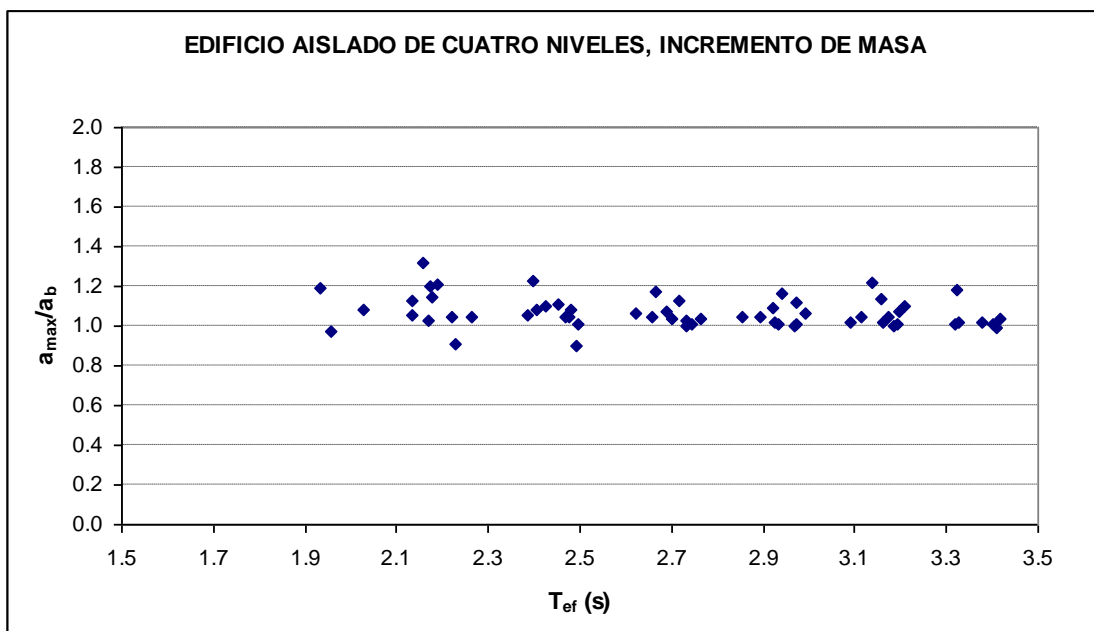


Figura 3.39: Relación entre el periodo efectivo aislado ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

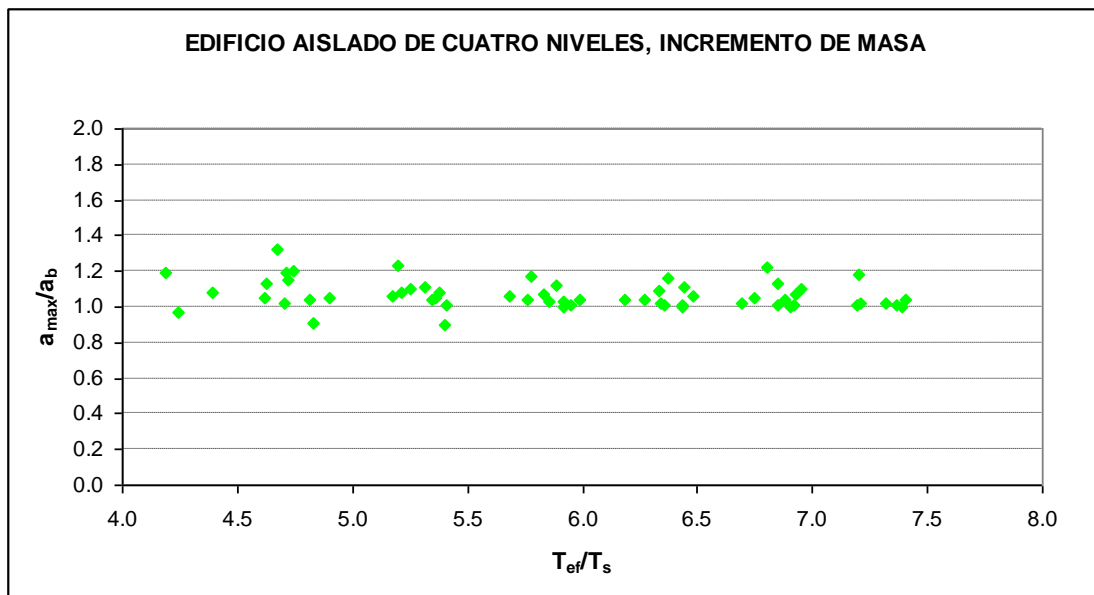


Figura 3.40: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

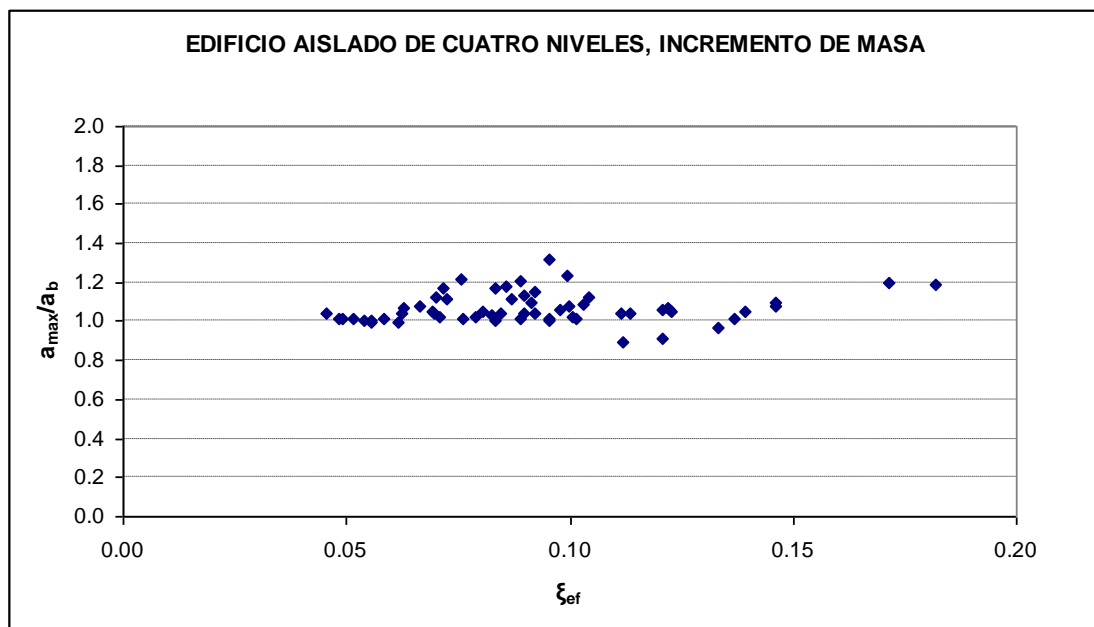


Figura 3.41: Relación entre el amortiguamiento efectivo aislado ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )



En las figuras 3.42, 3.43 y 3.44, se hace el resumen general de la dependencia del cociente  $a_{max}/a_b$  correspondiente a las diferentes versiones del edificio de cuatro pisos con respecto a los diferentes parámetros bajo consideración en el estudio paramétrico.

En tanto que la figura 3.42 muestra una tendencia relativamente desdibujada a que los niveles de amplificación y de incertidumbre de la aceleración en la superestructura se incrementan con una reducción en el periodo efectivo del sistema de aislamiento, la figura 3.43 muestra que dicha tendencia queda mucho mejor caracterizada cuando el periodo efectivo del sistema de aislamiento se normaliza por el periodo de la superestructura sobre base rígida. Mientras que para valores de  $T_{ef}/T_s$  mayores que ocho el valor  $a_{max}/a_b$  vale prácticamente uno para todos los casos (lo que implica no amplificación en los niveles de aceleración y alta certidumbre en cuanto a esta afirmación), para valores de  $T_{ef}/T_s$  menores que ocho se observan valores  $a_{max}/a_b$  que tienden a incrementarse con un decremento del periodo normalizado, y que exhiben un incremento considerable en su incertidumbre conforme se reduce el valor del periodo normalizado. Puede concluirse que una disminución de la rigidez lateral de la superestructura del edificio de cuatro pisos con respecto a la del sistema de aislamiento se refleja en un incremento importante en los niveles de aceleración, y en sus niveles asociados de incertidumbre. La Figura 3.44 refleja tendencias inciertas en cuanto a la dependencia de  $a_{max}/a_b$  con respecto al valor de  $\xi_{ef}$ .

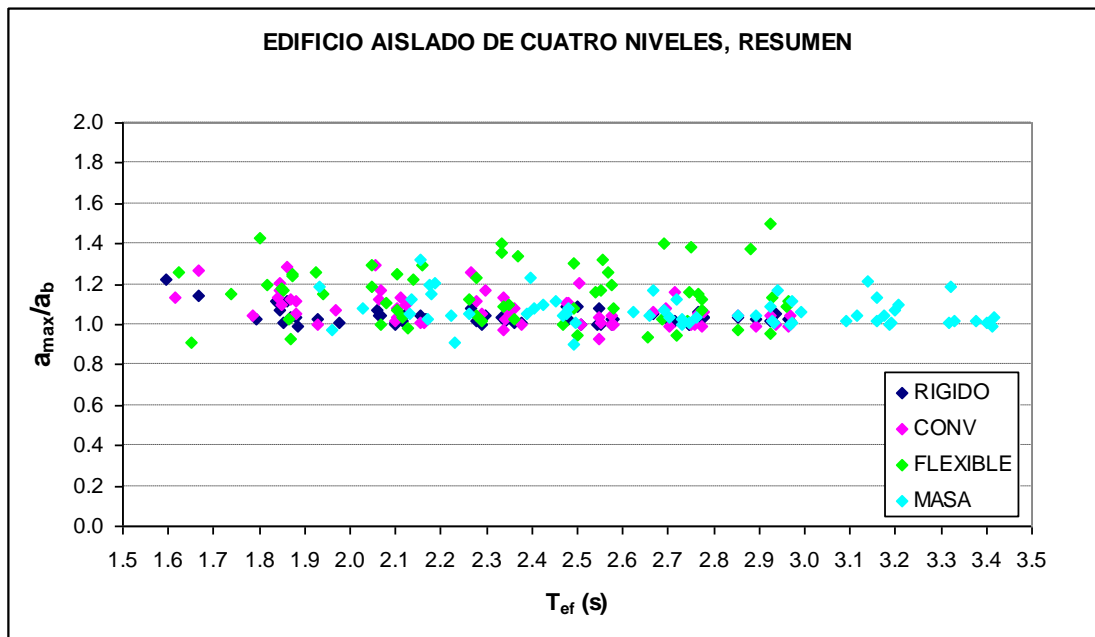


Figura 3.42: Relación entre el periodo efectivo aislado ( $T_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{max}/a_b$ )

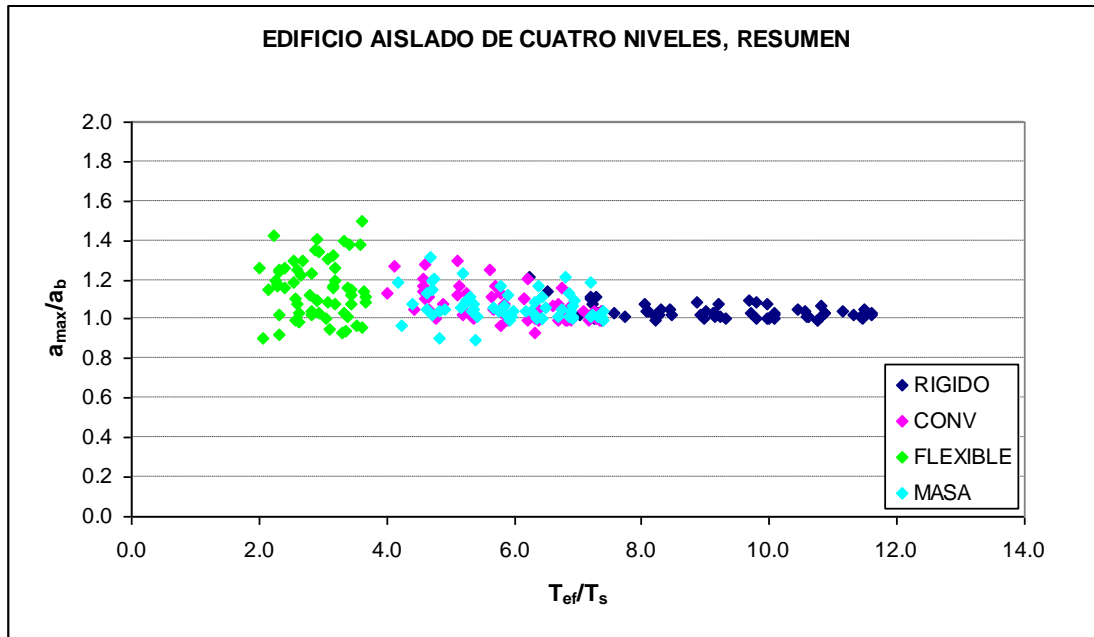


Figura 3.43: Relación entre periodos normalizados ( $T_{ef}/T_s$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

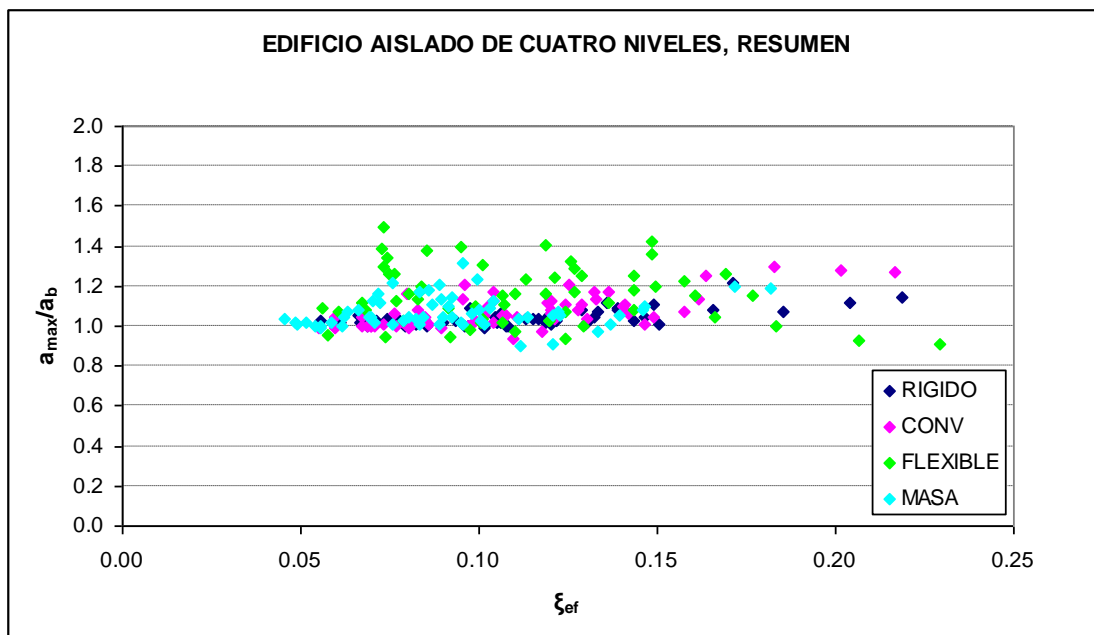


Figura 3.44: Relación entre el amortiguamiento efectivo aislado ( $\xi_{ef}$ ) y las aceleraciones máximas normalizadas ( $a_{\max}/a_b$ )

Si se superponen las demandas máximas de la estructura aislada con espectros elásticos es posible determinar la factibilidad de usarlos para fines de diseño de un sistema de aislamiento.

Las Figuras 3.45 a 3.48 contrastan las demandas máximas de desplazamiento en el sistema de aislamiento de los edificios de cuatro pisos, con respecto a espectros elásticos promedio de desplazamiento para porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15 y 20%, respectivamente.

Aunque la estimación del desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento obtenida directamente de los espectros de desplazamiento suele ser conservadora, particularmente conforme se incrementa el valor de amortiguamiento; este no suele ser el caso para la combinación de valores de periodo cercanos o mayores que tres segundos. Note además que la subestimación del desplazamiento a partir de la ordenada espectral se da en casos en que la super-estructura es flexible, ya sea porque exhibe menor rigidez lateral o mayor masa que el caso convencional; y que la subestimación es más notoria conforme se incrementa el valor del porcentaje de amortiguamiento crítico asociado al sistema de aislamiento.

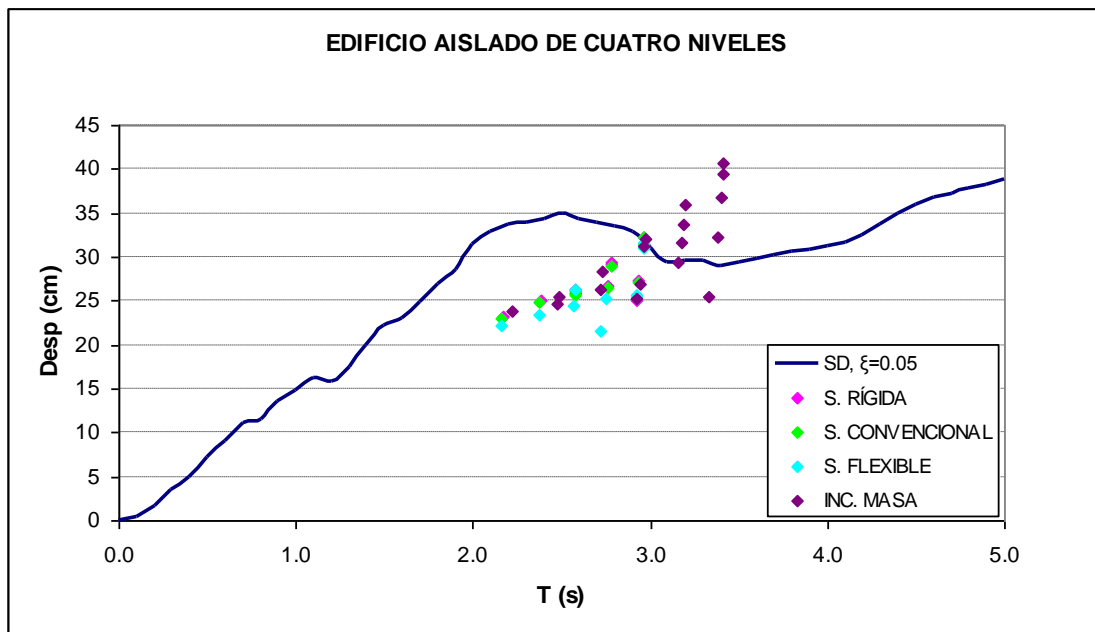


Figura 3.45: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.05$

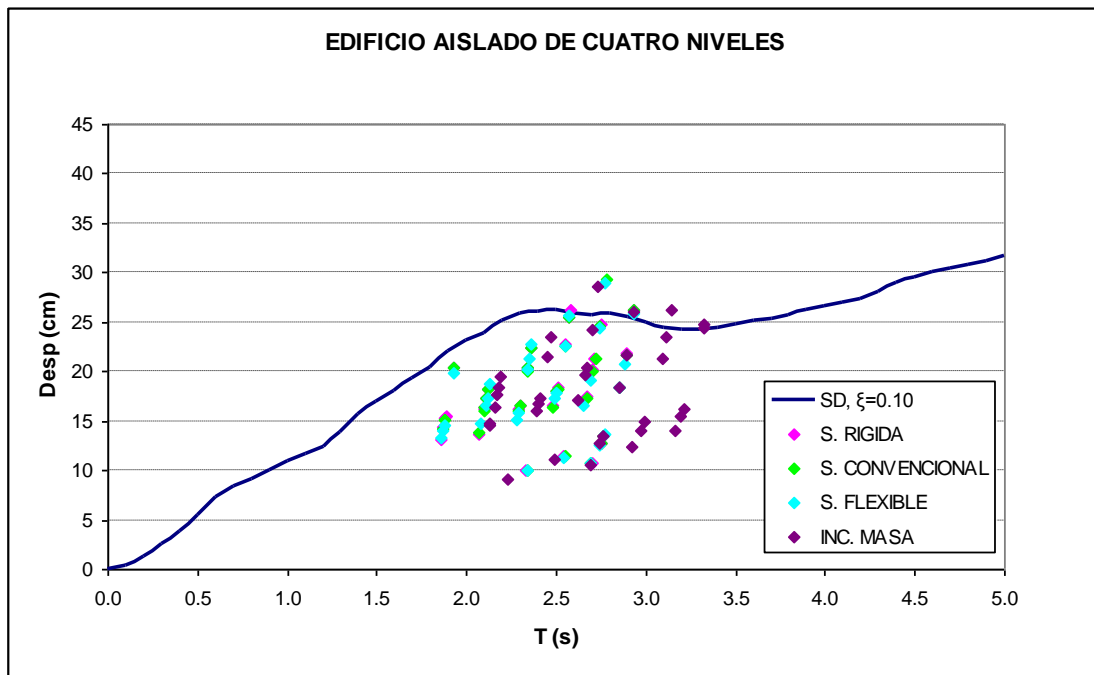


Figura 3.46: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.10$

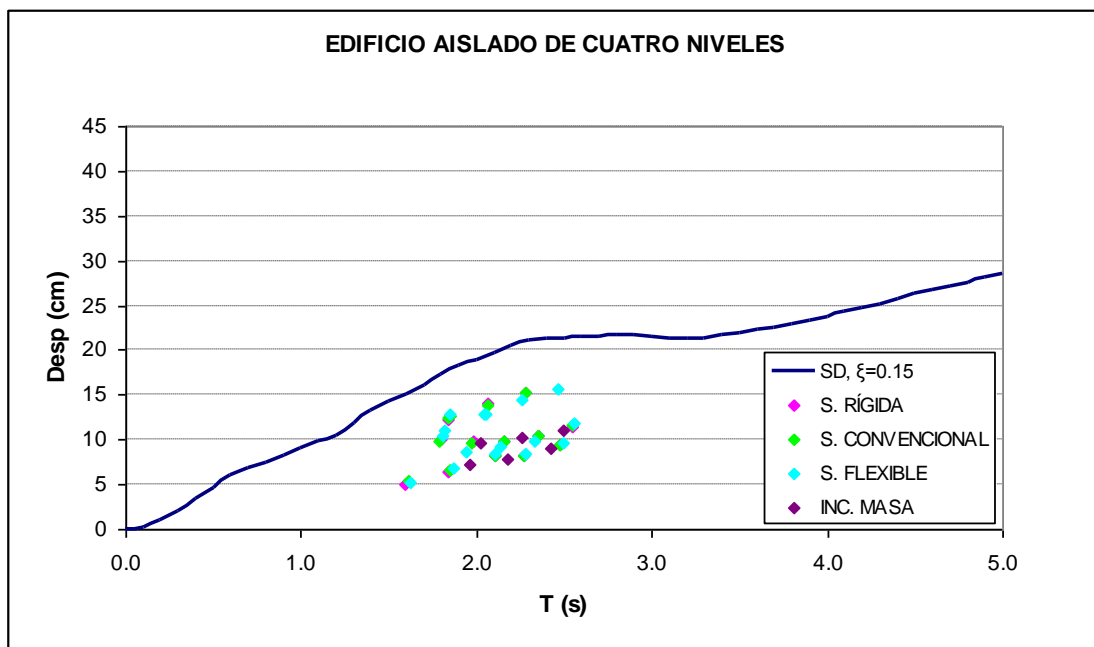


Figura 3.47: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.15$

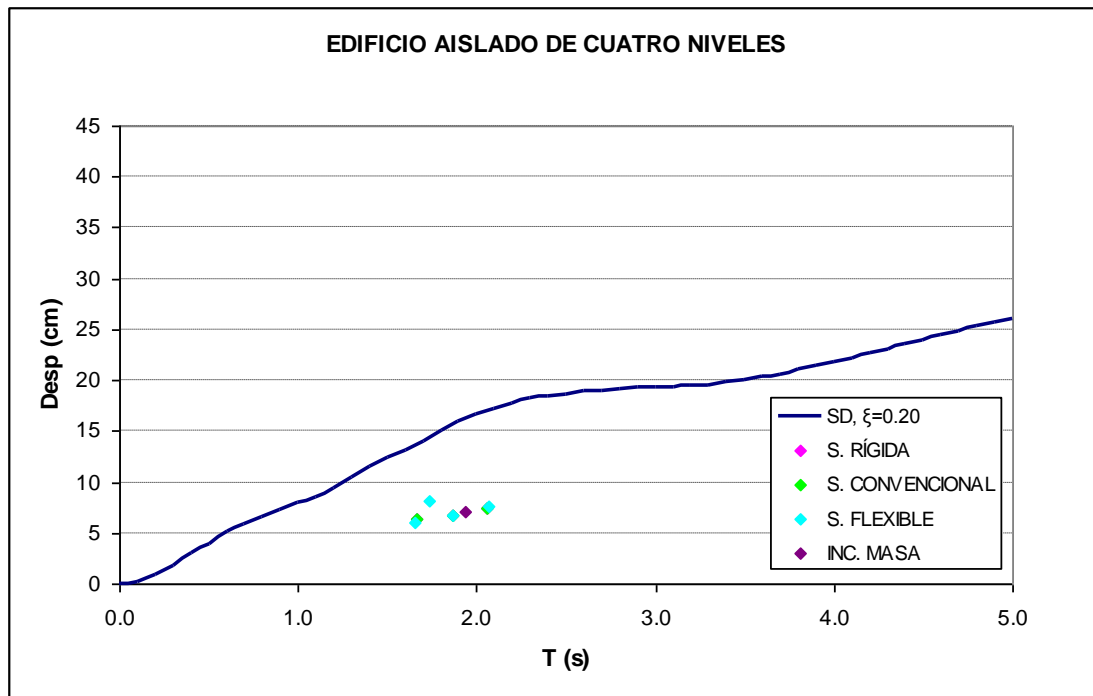


Figura 3.48: Comparación de desplazamientos máximos con espectro elástico promedio de desplazamiento,  $\xi = 0.20$

Las Figuras 3.49 a 3.52 contrastan las demandas máximas de aceleración máxima de entrepiso en la super-estructura de las estructuras aisladas de cuatro pisos, con respecto a espectros elásticos promedio de pseudo-aceleración para porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15 y 20%, respectivamente.

Las demandas de aceleración de entrepiso pueden ser predichas de manera razonable a partir de la pseudo-aceleración leída directamente de un espectro elástico. En el caso de periodos cercanos o mayores que tres segundos y valores pequeños de amortiguamiento, hay una ligera subestimación del nivel de aceleración a partir de los espectros de pseudo-aceleración.

De manera similar a lo discutido alrededor de los resultados presentados en las Figuras 3.26 a 3.29, los resultados mostrados en las Figuras 3.49 a 3.52 indican que sería posible establecer una metodología de diseño basada en aceleraciones, que estableciera un periodo para el sistema de aislamiento en función de un nivel máximo aceptable de aceleración de entrepiso.

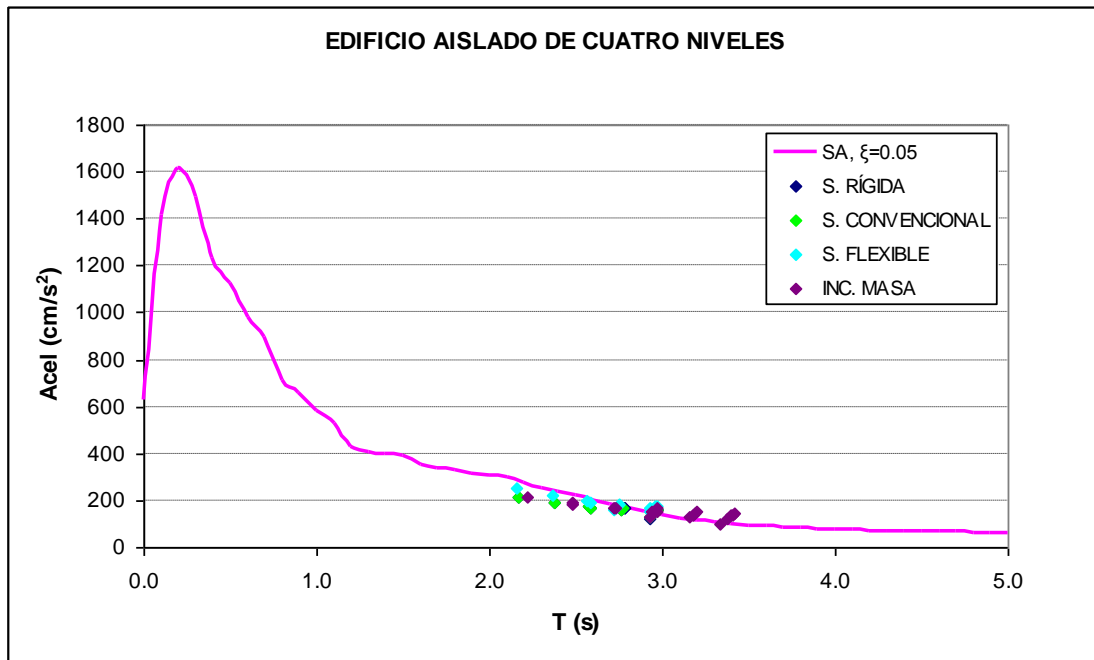


Figura 3.49. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.05$

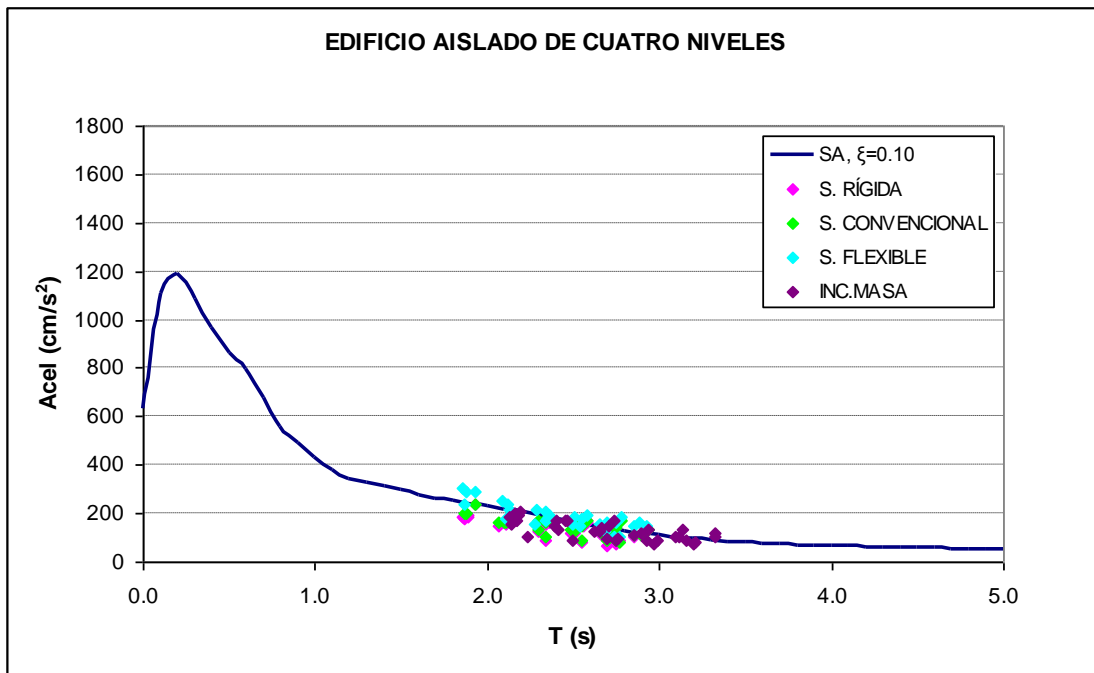


Figura 3.50. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.10$

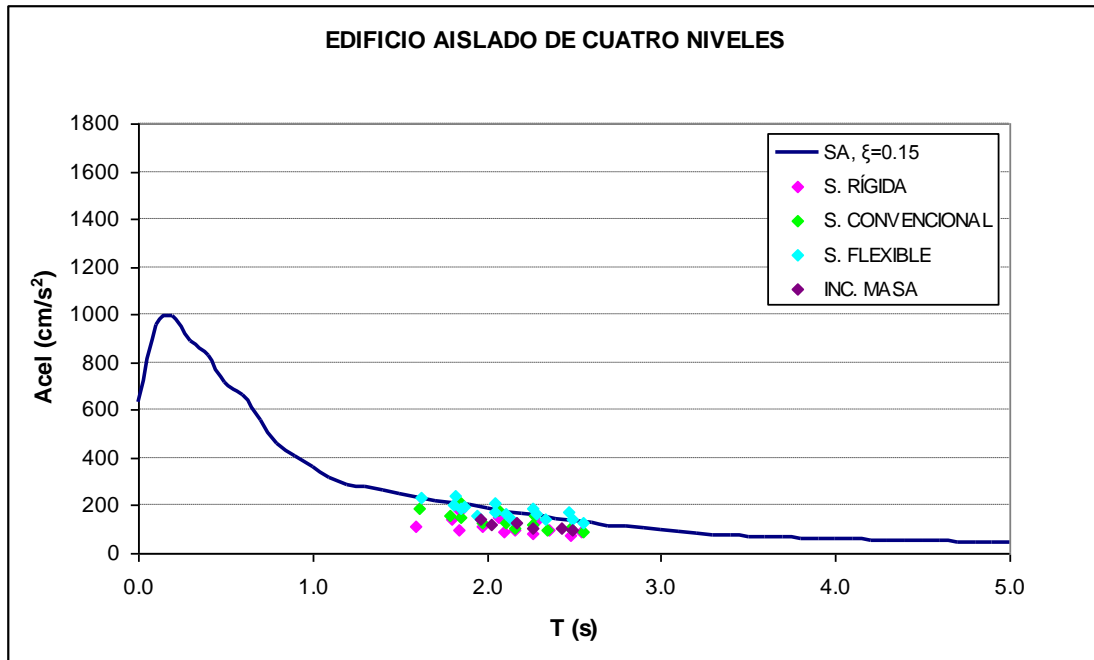


Figura 3.51. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.15$

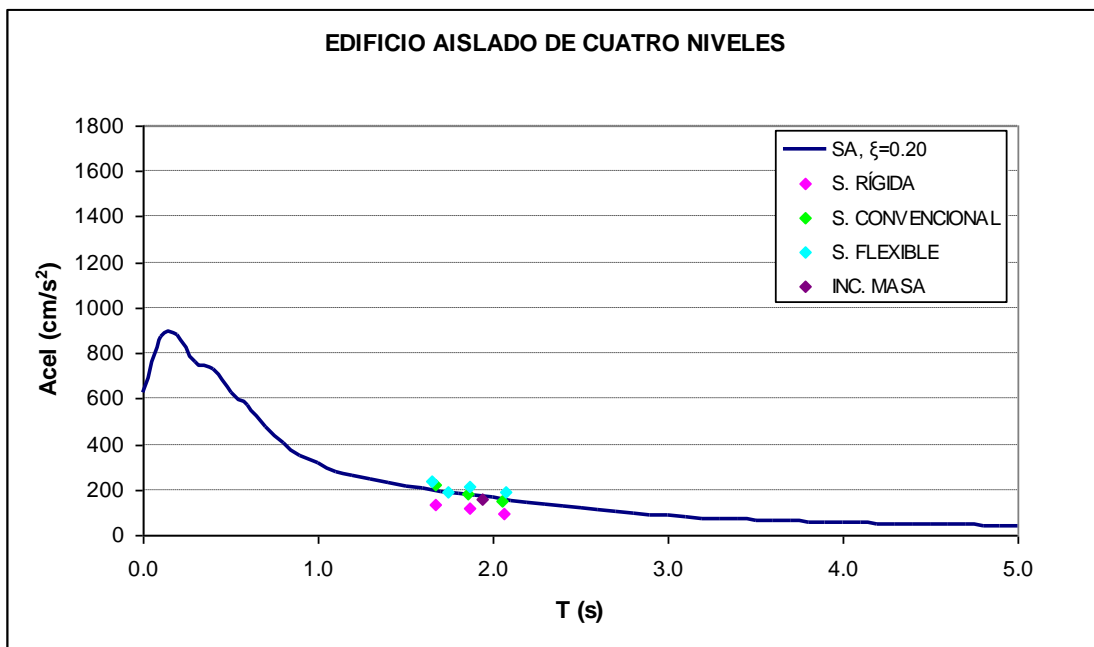


Figura 3.52. Comparación de aceleraciones absolutas máximas con espectro elástico promedio de pseudo-aceleración,  $\xi = 0.20$

---

---

## CAPÍTULO 4

### 4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En el capítulo 3 se discutieron los resultados del análisis paramétrico realizado para dos series de edificios aislados, la primera formada por edificios de dos pisos y la segunda, por edificios de cuatro pisos. Se concluyó que el aislamiento sísmico de base por medio de apoyos elastoméricos es efectivo para controlar las acciones que provocan daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos, y que es posible plantear una metodología simple de diseño que se enfoque a controlar los niveles de aceleración en la super-estructura de una edificación aislada de pocos pisos. Se observó que el parámetro más importante para un control adecuado de los niveles de aceleración en la super-estructura es la relación que guarda su rigidez lateral con respecto a aquella correspondiente al sistema de aislamiento.

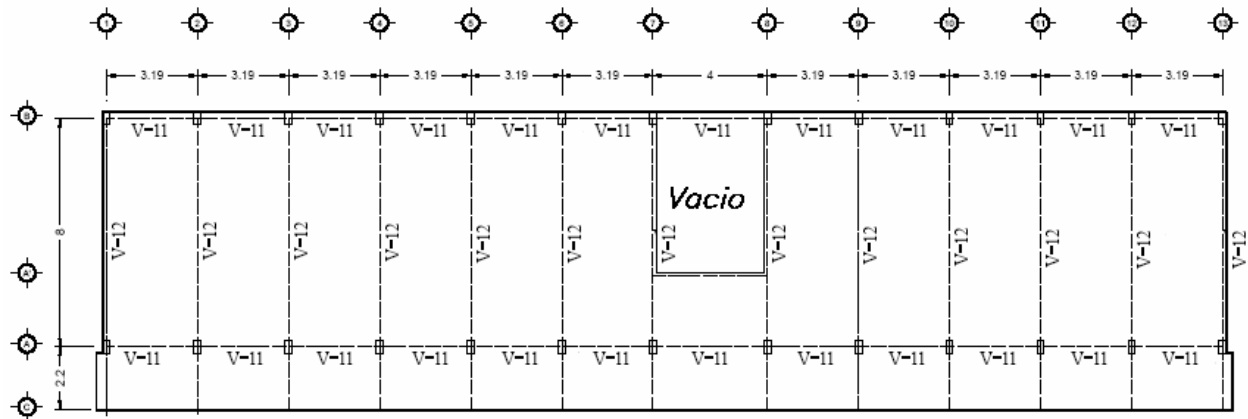
Este capítulo complementa los estudios llevados a cabo en el Capítulo 3 a través de estudiar los niveles de aceleración de entrepiso de una escuela aislada de dos pisos. En particular, se analizan sus historias de aceleración en la azotea para, más allá de reportar sus valores máximos, estudiar su contenido de frecuencias y, en función de esto, identificar las características dinámicas de los contenidos que exhiben un mejor desempeño durante excitaciones sísmicas intensas.

#### 4.1 ESTRUCTURA BAJO CONSIDERACIÓN, BASE RÍGIDA

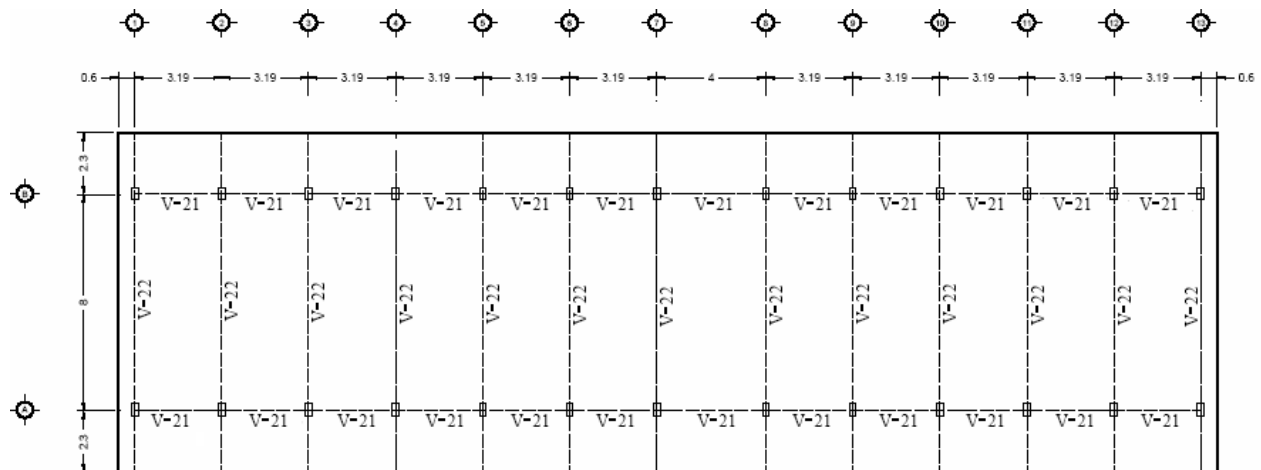
Las figuras 4.1 y 4.2 muestran el sistema estructural en planta y alzado de una escuela de dos pisos, diseñada en los años sesenta para ser construida en los Estados de Baja California Norte, Colima, Michoacán y Guerrero. El sistema estructural principal está formado por marcos convencionales de concreto reforzado en las dos direcciones principales de análisis (longitudinal y transversal). En la dirección longitudinal la escuela exhibe dos marcos con doce crujías: once con claro de 3.19 m y una con claro de 4.0 m. Conforme se muestra en la Figura 4.1, la dimensión total del edificio en la dirección longitudinal es de 39.10 m. La dirección transversal tiene trece marcos de una crujía con un claro de 8.0 m. La Figura 4.2 indica que la altura de ambos entrepisos es de 3.6 m. Dado que se suponen desligados del sistema estructural, los muros divisorios y de fachada no contribuyen a la rigidez lateral del edificio.



Los planos estructurales de la escuela documentan que debe usarse un concreto con resistencia nominal a la compresión ( $f'_c$ ) de 200 kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo con resistencia nominal a la fluencia ( $f_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La Tabla 4.1 resume las dimensiones reportadas en los planos estructurales para las secciones transversales de columnas y vigas.



*Planta Entrepiso*



*Planta Azotea*

Figura 4.1. Planta de entrepiso y azotea del edificio

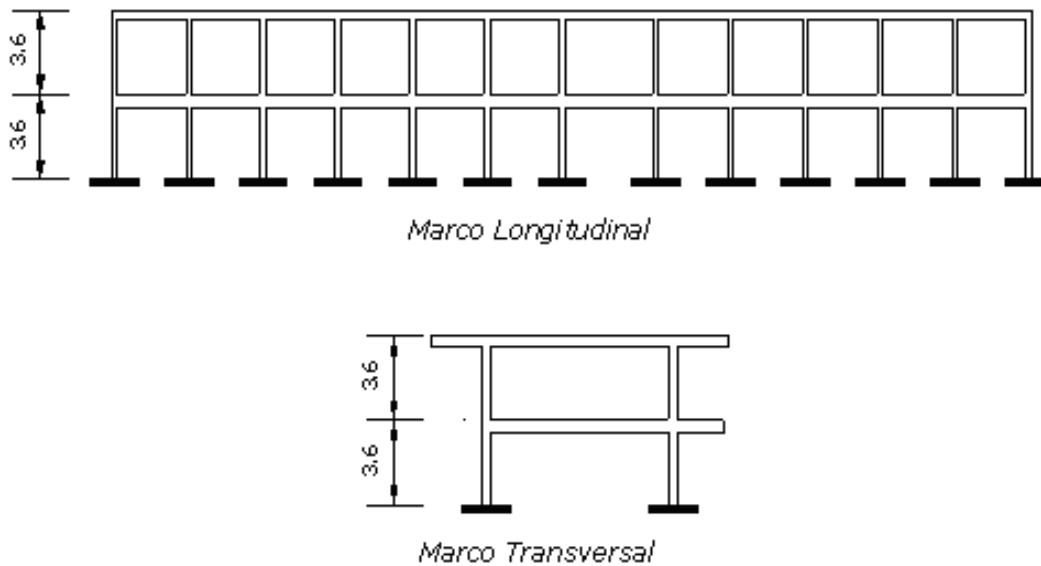


Figura 4.2. Marcos tipo del edificio

Tabla 4.1. Secciones transversales de elementos estructurales

PLANTA DE ENTREPISO			PLANTA AZOTEA		
SECCIÓN	b (cm)	h (cm)	SECCIÓN	b (cm)	h (cm)
COLUMNA	25	45	COLUMNA	25	45
VIGAS V-11	20	55	VIGAS V-21	20	45
VIGAS V-12	25	55	VIGAS V-22	25	45
LOSA		11	LOSA		10

Para el modelado analítico de la escuela, se consideraron cargas muertas de  $400 \text{ kg/m}^2$  y  $360 \text{ kg/m}^2$  para las losas de entepiso y azotea, respectivamente. Además y de acuerdo a lo especificado por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se usaron cargas vivas accidentales de  $90 \text{ kg/m}^2$  y  $70 \text{ kg/m}^2$ , respectivamente.

Con base en un modelo analítico tridimensional preparado para el programa SAP2000, se obtuvieron las propiedades dinámicas sobre base rígida reportadas en la Tabla 4.2. Note que el periodo fundamental de vibración en la dirección longitudinal ( $T_1 = 0.65 \text{ s}$ ) es mucho mayor al valor esperado para un edificio convencional de dos pisos, que debería estar cercano a  $0.2 \text{ s}$ . Lo anterior implica que el edificio bajo consideración en este capítulo es mucho más flexible que cualquiera que se halla considerado en el estudio llevado a cabo en el Capítulo 3 de esta tesis. En particular, mientras que la dirección longitudinal de la escuela es nueve veces más flexible que una edificación

convencional, una super-estructura de dos pisos se consideró flexible en el Capítulo 3 cuando exhibía la mitad de la rigidez lateral de una edificación convencional.

Tabla 4.2. Periodos de vibración para la escuela

MODO	Ts (s)	DESCRIPCIÓN
1	0.655	Traslacional Longitudinal
2	0.532	Traslacional Transversal
3	0.524	Rotacional
4	0.245	Traslacional Longitudinal
5	0.169	Traslacional Transversal
6	0.168	Rotacional

## 4.2 ESTRUCTURA BAJO CONSIDERACIÓN, BASE AISLADA

Se diseñó un sistema de aislamiento elastomérico para la escuela. Para ello, se proporcionó un aislador bajo cada columna, lo que de acuerdo a las plantas mostradas en la Figura 4.1, implicó colocar 26 dispositivos elastoméricos en la cimentación de la escuela. Es importante mencionar que se asumió que en la base de la escuela existe un sistema de piso lo suficientemente rígido para que sea capaz de distribuir el cortante basal de acuerdo a la rigidez lateral de los aisladores.

El diseño de los aisladores se hizo conforme al procedimiento descrito en la sección 3.4 de esta tesis. Para ello se consideró un amortiguamiento efectivo ( $\xi_{ef}$ ) de 10% para un periodo aislado de 2.0 segundos. La carga axial de diseño para los aisladores fue igual a 34,900 kg. Las propiedades mecánicas calculadas para un aislador tipo se resumen en la Tabla 4.3, y fueron establecidas para un desplazamiento de diseño obtenido del espectro de desplazamientos promedio mostrado en la Figura 3.2.

Tabla 4.3. Propiedades mecánicas del aislador tipo

T (s)	$\xi$	D (cm)	D <sub>D</sub> (cm)	G (kg/cm <sup>2</sup> )	R (cm)	h (cm)	K <sub>v</sub> (kg/cm)	K <sub>ef</sub> (kg/cm)	K <sub>1</sub> (kg/cm)	F <sub>y</sub> (kg)
2.0	0.1	23.224	19.354	4	20	16	47123.89	314.16	2648.11	1061.18

---

### 4.3 RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURA AISLADA

Para estimar la respuesta dinámica de la escuela aislada, se modificó el modelo sobre base rígida para incluir el sistema de aislamiento, y se sujetó al modelo aislado a los acelerogramas bajo consideración en el Capítulo 3. Mientras que para fines de análisis se consideró que la super-estructura de la escuela permanece elástica, el modelo del sistema de aislamiento consideró comportamiento no lineal. La Figura 4.3 muestra esquemáticamente el modelo tridimensional utilizado.

El modelado de los aisladores se hizo a través de la opción *Link/Support Properties*. Dentro de esta, se seleccionó la opción *Rubber Isolator* cuando se definió el *Link/Support Type*. Se estableció un comportamiento bilineal para los aisladores de acuerdo a lo indicado en la Sección 3.4 de esta tesis. Para cada una de las direcciones de análisis se asigna el valor de la rigidez del aislador.

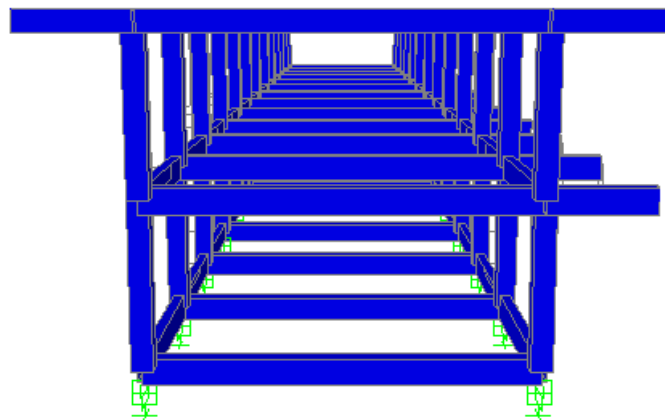
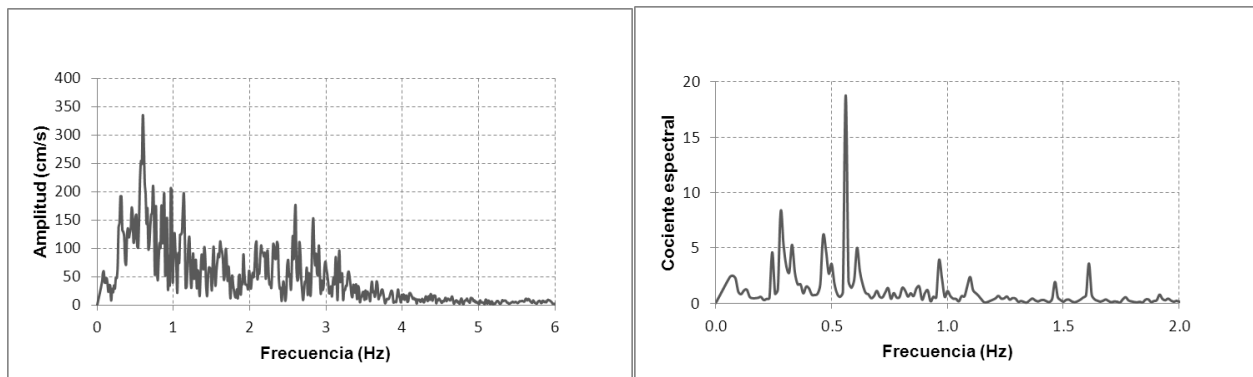
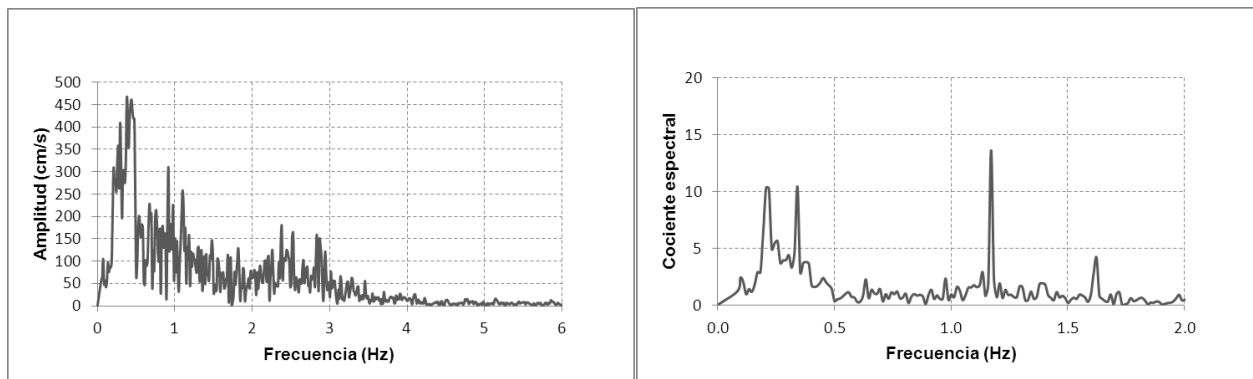


Figura 4.3. Modelo tridimensional de la escuela aislada

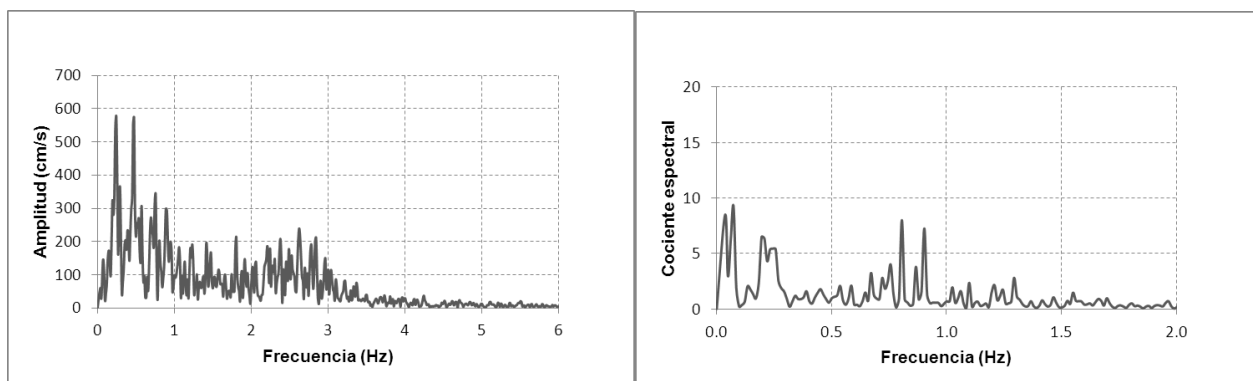
El modelo fue sometido a la acción de los diez acelerogramas bajo consideración para obtener las historias en el tiempo de las demandas aceleración absoluta de azotea. Las Figuras 4.4 a 4.13 muestran los espectros de Fourier correspondientes a las historias de aceleración de azotea (inciso a) y los cocientes espectrales entre los espectros de Fourier de azotea y del suelo (inciso b), inducidas en la dirección longitudinal del edificio aislado.



a) FFT azotea                      b) CE (azotea/suelo)  
 Figura 4.4. Espectro de Fourier y cociente espectral, Registro Atoyac



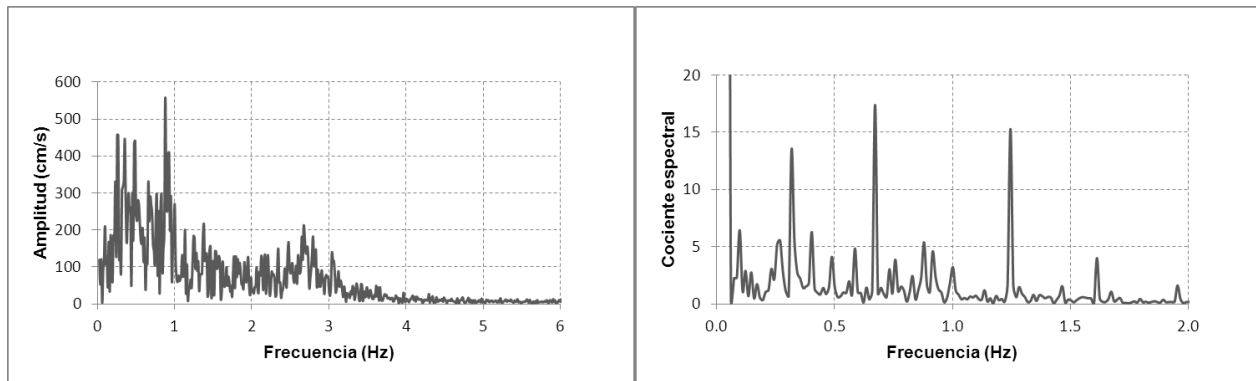
a) FFT azotea                      b) CE (azotea/suelo)  
 Figura 4.5. Espectro de Fourier y cociente espectral, Registro A. Zihuatanejo



a) FFT azotea                      b) CE (azotea/suelo)  
 Figura 4.6. Espectros de Fourier, Registro Caleta de Campos







a) FFT azotea

b) CE (azotea/suelo)

Figura 4.13. Espectros de Fourier, Registro Villita Derecha

Es posible notar en las figuras 4.4 a 4.13 mostradas en el inciso (a), que el periodo fundamental de vibración exhibido por la escuela aislada para las diferentes excitaciones sísmicas oscila alrededor de los 2.0 segundos (note los picos en frecuencias cercanas 0.5 Hz). Aunque lo anterior implica que la respuesta dinámica de la escuela aislada está dominada por la respuesta que exhibe su sistema de aislamiento (primer modo), note que su segundo modo contribuye de manera importante en términos de amplificación de la aceleración de azotea (segundo pico de menor amplitud ubicado en frecuencias cercanas a 2.5 Hz). Lo anterior ayuda a explicar los resultados obtenidos en el Capítulo 3, en términos de los mayores niveles de aceleración que se observan en super-estructuras flexibles aisladas con respecto a aquellos observados en super-estructuras rígidas.

Note que para frecuencias mayores que 4 Hz (periodos menores que 0.25 segundos), las amplitudes en los espectros de Fourier mostrados para la aceleración de azotea en las figuras 4.3 a 4.13 son muy pequeñas. Lo anterior sugiere que aquellos contenidos con periodos pequeños (con rigidez alta o conectados con apoyos rígidos a la super-estructura) no estarán sujetos a niveles altos de aceleración absoluta.

También, algunas graficas de cocientes espectrales presentadas en el inciso (b) de las figuras 4.4 a 4.13, hacen notar que el periodo fundamental de vibración aislado de la escuela se aproxima a 2.0 segundos (se hace notorio en los picos cercanos a 0.5 Hz de La Unión, Coyuca, Atoyac). Note que aunque para el sistema aislado bajo consideración no fue posible encontrar en todos los casos los dos primeros periodos del sistema aislado a través de las graficas de cocientes espectrales, si fue posible establecerlos de manera razonable con las gráficas de espectros de la transformada rápida de Fourier.



Para estudiar la influencia de la rigidez lateral de la super-estructura en la demandas de aceleración de azotea, se añadieron contravientos a los marcos de la escuela conforme a lo que se muestra en la figura 4.14. El área de los contravientos fue tal que el periodo fundamental de la escuela sobre base rígida se redujo a 0.27 s. En particular, se utilizó para los contravientos una sección cajón de 100 x 100 x 13 mm. Note que mientras que en la dirección longitudinal se dispusieron contravientos en X en los ejes A y B (entre las crujías 3 y 4, y 10 y 11); en la dirección transversal los contravientos se dispusieron en V invertida (Chevron), y se ubicaron en ejes 3 y 10.

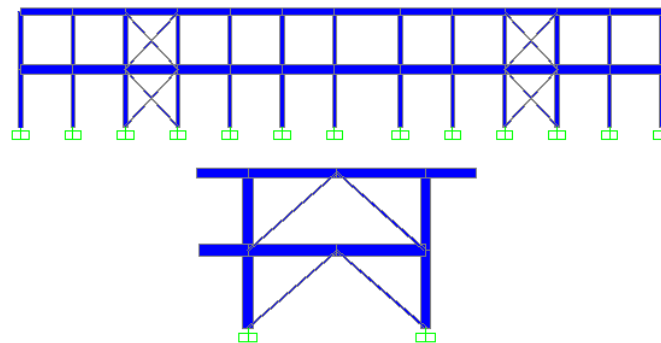


Figura 4.14. Marcos contraventeados

El modelo aislado de la escuela contraventada fue sometido a los diez sismos bajo consideración en la dirección longitudinal para determinar las demandas sísmicas de aceleración en la super-estructura. Las figuras 4.15 a 4.24 muestran los espectros de Fourier correspondientes a la aceleración en la azotea de la escuela contraventada. Note que un incremento en la rigidez de la super-estructura de la escuela se ve reflejada en una notoria disminución de la contribución del segundo modo (disminución de la amplitud de pico ubicado en 2.5 Hz).

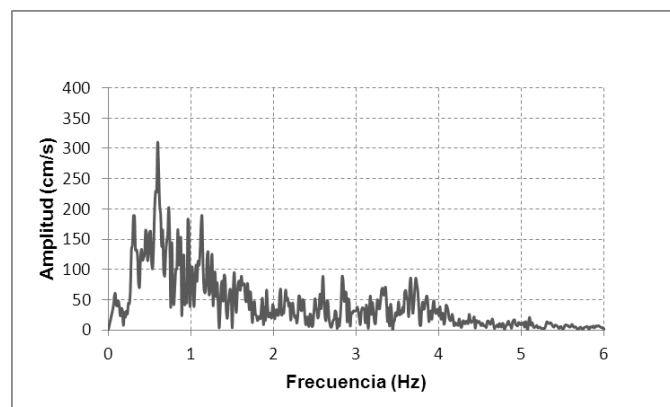


Figura 4.15. Espectro de Fourier, Escuela Contraventada, Registro Atoyac

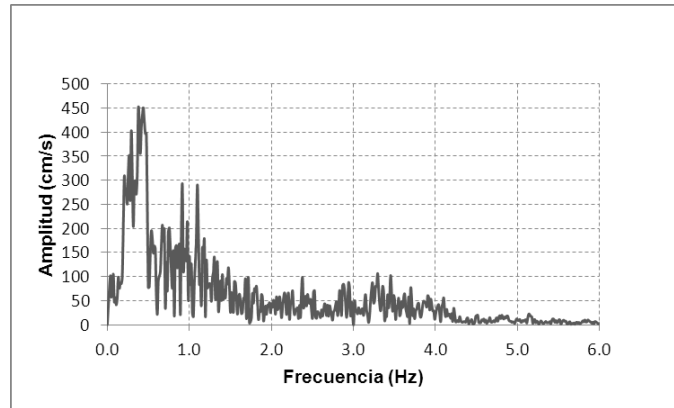


Figura 4.16. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro A. Zihuatanejo

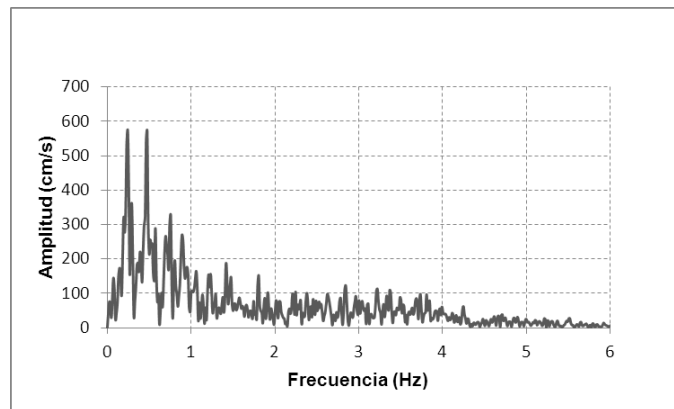


Figura 4.17. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro Caleta de Campos

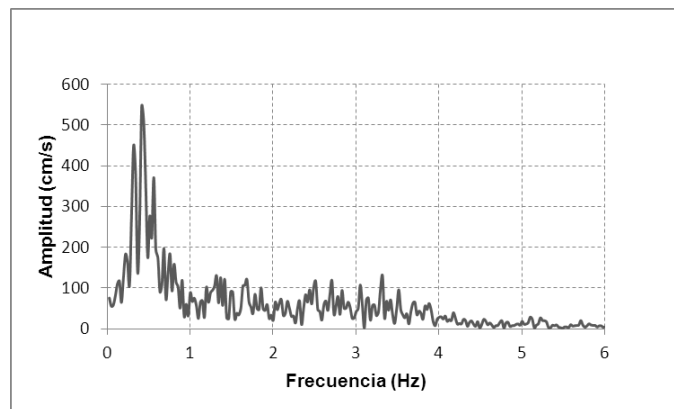


Figura 4.18. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro Coyuca

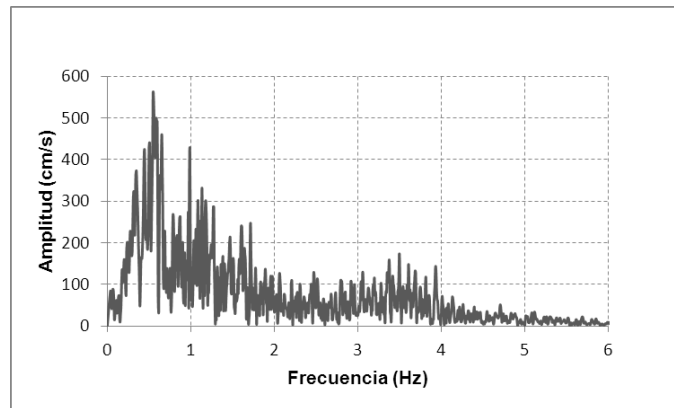


Figura 4.19. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro Ocotito

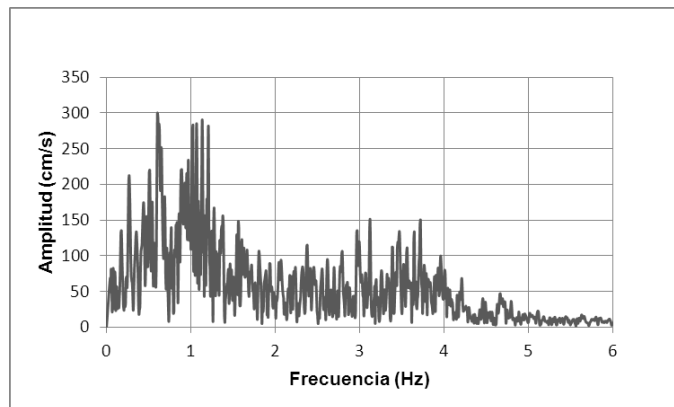


Figura 4.20. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro Papanoa

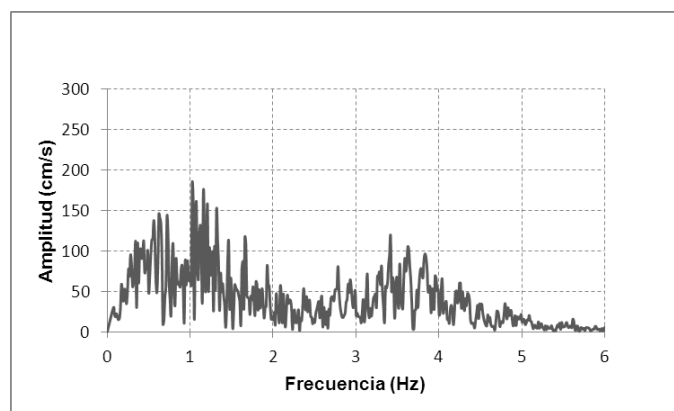


Figura 4.21. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro El Paraíso

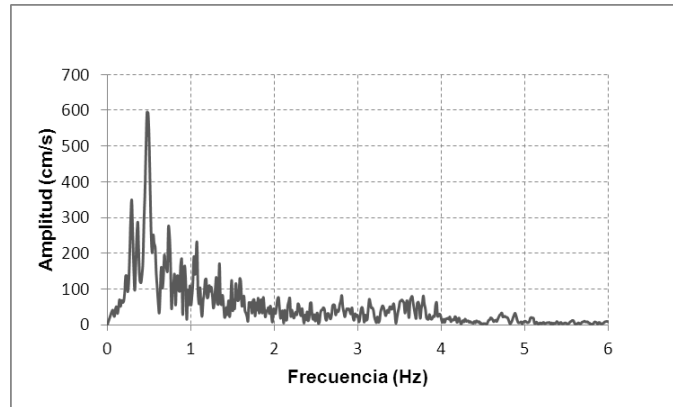


Figura 4.22. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro El Suchil

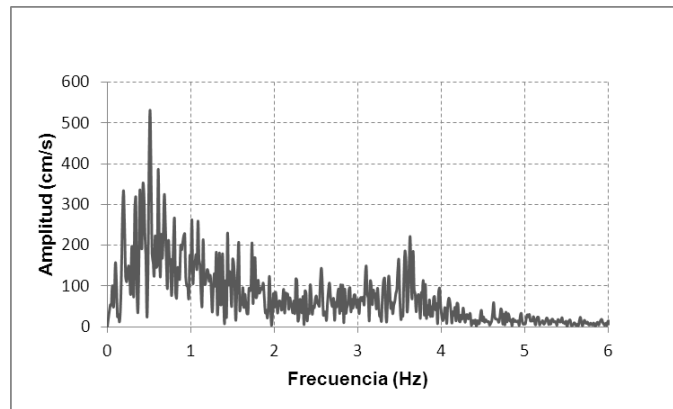


Figura 4.23. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro La Unión

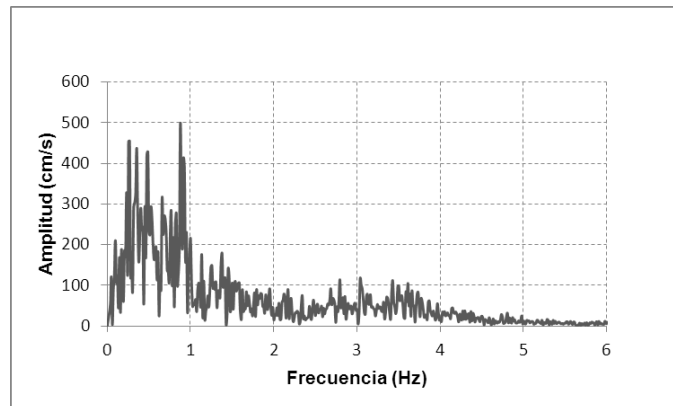


Figura 4.24. Espectro de Fourier, Escuela Contraventeada, Registro Villita Derecha

A partir de la figura 4.25 puede observarse que los resultados obtenidos para la escuela siguen la tendencia general observada con anterioridad en el Capítulo 3. A partir de esta observación es posible especular sobre la posibilidad de utilizar espectros para predecir de manera razonable el nivel de aceleración que presentarían estructuras de pocos niveles, aislados con elastómeros y ubicadas en la Costa del Estado de Guerrero.

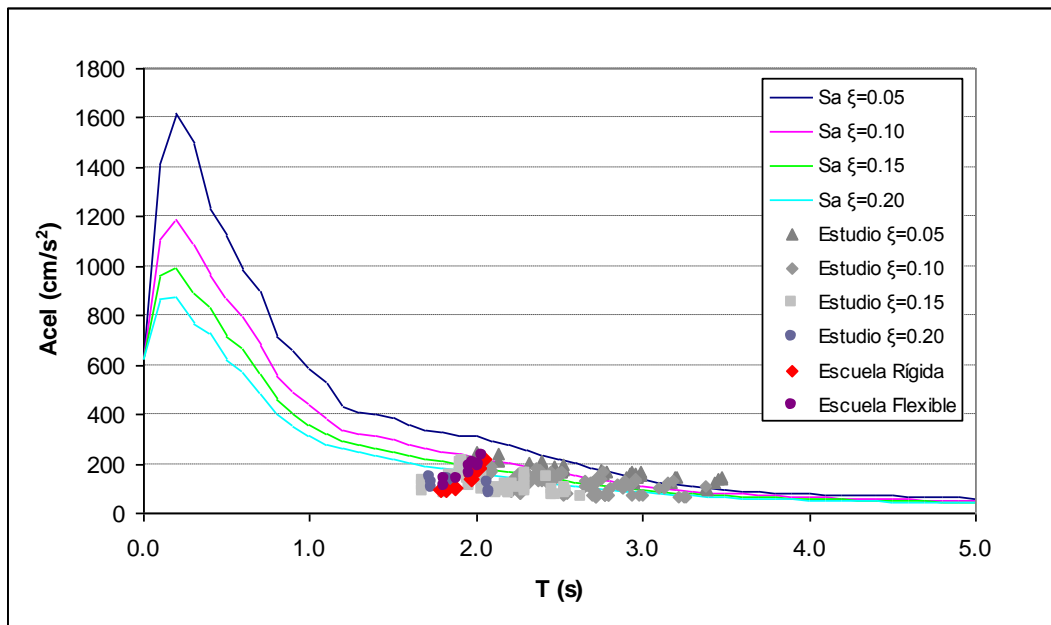


Figura 4.25: Aceleración máxima de azotea. Comparación de estudio paramétrico y modelo de aplicación

Debido al bajo rango de frecuencias en que se amplifica la aceleración de entrepiso, es posible decir que los contenidos ubicados en edificaciones aisladas con elastómeros, no son vulnerables a excitaciones sísmicas severas. En particular, esta observación permite establecer que los contenidos muy flexibles que exhiben periodos de vibración similares o mayores al modo fundamental de vibración del sistema de aislamiento, tienden a ser vulnerables a las acciones provocadas por la excitación sísmica de los entrepisos.

---

---

## CAPÍTULO 5

### 5. CONCLUSIONES

El uso de sistemas de control de la respuesta sísmica es cada vez más común y ha resultado eficaz para proteger el contenido de las edificaciones modernas. Es posible decir que la ingeniería estructural mexicana no puede ignorar este tipo de tecnologías durante la concepción de las cada vez más complejas estructuras que deben diseñarse en nuestro país (sobre todo en lo que se refiere a los contenidos). Aunque la implementación de estas técnicas implica un costo inicial mayor, a la larga el costo total de la estructura disminuye si se toma en cuenta la eficiencia con que los sistemas de control reducen los daños por sismo, tanto en los sistemas estructurales y no estructurales, como en los contenidos.

Aunque algunos de los dispositivos de control de la respuesta sísmica son fáciles de construir y sería posible implementar a la brevedad su uso en México, es importante tener en cuenta sus propiedades mecánicas y dinámicas para llevar a cabo un diseño sismorresistente satisfactorio. Lo anterior implica la realización de estudios analíticos y experimentales de los dispositivos, con la finalidad de conocer el comportamiento global de la estructura que los recibe, y la respuesta local de elementos estructurales y no estructurales y así como de los contenidos durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

En esta tesis se presenta un estudio analítico paramétrico con el fin de mejorar nuestro entendimiento actual acerca de la influencia que tienen las propiedades dinámicas de una super-estructura de pocos niveles y de un sistema de aislamiento elastomérico, en la respuesta dinámica de una super-estructura aislada. Los resultados presentados y las discusiones desarrolladas en esta tesis permiten concluir lo siguiente:

1. La amplificación de la aceleración en los entrepisos de una estructura aislada no es significativa cuando su super-estructura exhibe una rigidez lateral, que conforme a las convenciones establecidas en el Capítulo 3, pueda calificarse como rígida o convencional. El periodo y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento no parecen influir de manera importante en los niveles de aceleración en la super-estructura. Como consecuencia de lo anterior, es posible estimar de manera confiable, a partir del nivel máximo de aceleración en el sistema de aislamiento, el nivel de aceleración máxima en la azotea de una super-estructura rígida o convencional.

- 
2. Por el contrario, cuando la super-estructura es flexible, la aceleración máxima en la super-estructura puede exceder en más de 40% aquella registrada en el sistema de aislamiento. En este caso, tanto el periodo como el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento influyen de manera importante en la demanda de aceleración en la super-estructura. Puede decirse que una disminución de la rigidez lateral de la super-estructura con respecto a la del sistema de aislamiento se refleja no solo en un incremento en las demandas de aceleración, sino además en un incremento importante en el nivel de incertidumbre asociado a dichas demandas (lo que complicaría la concepción inicial y predimensionado del sistema de aislamiento basado en el control de aceleraciones).
  3. Los niveles de aceleración en la super-estructura quedan mejor caracterizados cuando el periodo efectivo del sistema de aislamiento se normaliza por el periodo de la super-estructura sobre base rígida. Para valores de  $T_{eff}/T_s$  mayores que ocho, el cociente  $a_{max}/a_b$  suele estabilizarse alrededor del valor de uno, lo que implica que no hay una amplificación de aceleración desde la base a la azotea de la estructura aislada, y que hay una gran certidumbre en cuanto a la predicción de las demandas de aceleración en la super-estructura. Para valores de  $T_{eff}/T_s$  menores que ocho, tanto el valor como la incertidumbre asociada al cociente  $a_{max}/a_b$  tiende a incrementarse de manera importante conforme se reduce la rigidez de la super-estructura con respecto a aquella del sistema de aislamiento.
  4. Una buena estimación del desplazamiento lateral de una estructura aislada con apoyos elastoméricos puede establecerse (con fines de concepción y predimensionado) a partir de un espectro elástico de desplazamientos asociado a un porcentaje de amortiguamiento crítico igual al amortiguamiento efectivo estimado para el sistema de aislamiento. Aunque la estimación del desplazamiento lateral suele ser más conservadora conforme se incrementa el valor de amortiguamiento del sistema de aislamiento y la rigidez de la super-estructura, dicha estimación suele ser razonable para el caso de estructuras aisladas con periodo fundamental de vibración cercano o mayor que tres segundos.
  5. Las demandas de aceleración de entrepiso de una estructura aislada con apoyos elastoméricos pueden estimarse de manera razonable (con fines de concepción y predimensionado) a partir de un espectro elástico de pseudo-aceleración asociado a un porcentaje de amortiguamiento crítico igual al amortiguamiento efectivo estimado para el sistema de aislamiento. La predicción de la aceleración mejora conforme se reduce el nivel de amortiguamiento equivalente en el sistema de aislamiento.

- 
6. A partir del estudio de espectros de Fourier obtenidos para las historias de aceleraciones absolutas en la azotea de una escuela aislada, es posible concluir que la amplificación de aceleración que se observa de la base aislada a la azotea de una super-estructura flexible se debe a la contribución del segundo modo de vibración. A partir de los contenidos de frecuencia de los espectros de entrepiso, es posible concluir que contenidos con periodos de vibración muy reducidos o que sean rígidamente conectados a la super-estructura tenderán a exhibir bajos niveles de aceleración, y por tanto, bajos niveles de daño durante excitaciones sísmicas intensas.



---

## REFERENCIAS

Bitrán, Daniel, (2000). "Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo 1980-99". CENAPRED. p. 41-60.

Bozzo R., Luis y Ordóñez O., Daniel, (2001). Disipadores mecánicos de energía. Revista Bit, Marzo, Chile.

Buckle I. and Mayes R. (1992), "History and application of seismic isolation to highway bridges". Proc. 1<sup>st</sup> US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems, NCEER, State University of New York, Buffalo, USA.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Sismos. 2001.

Dargush, G. F. and Soong, T. T., (1994). Recent structural applications of passive energy dissipation in North America. Applied Technology Council, ATC-15-5, Victoria, British Columbia, September.

Dolce, M. y Cardone, D., (2003). "Seismic protection of light secondary systems through different base isolation systems", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 2, 223-250.

Federal Emergency Management Agency. National Earthquake Hazards Reduction Program Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Washington, DC.

Federal Emergency Management Agency. Instructional Material Complementig, Design Examples, FEMA-451, Washington, DC.

Gómez, L. A. A., (2000). "Efectos de torsión en estructura aisladas sísmicamente en su base", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre.

Gómez, S. L. A. A. y Tena, C. A., (2000). "Importancia de la excentricidad en la superestructura en la respuesta torsional de estructuras con aislamiento sísmico", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León Guanajuato, México, Artículo 005, Noviembre.

González, A. R. y Noguez, L. F. J., (1994). "Respuesta teórica de un edificio con aisladores de base", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 46, 23-52.

---

Kany N. et al., (2006). "Performance of Seismically Isolated Buildings in Japan," Proceedings of the 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 218, San Francisco, California, USA.

Kawashima K., (2000). "Seismic Design and Retrofit of Bridges," Key Note Presentation, 12th World, Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1818 (CD-ROM), Auckland, New Zealand.

Kelly, J. M., (1982). "The influence of base isolation on the seismic response of light secondary equipment", Report No. UCB/EERC/81-17, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February.

Kelly, J. M.; Skinner, R. I. and Heine, A. J., (1972). Mechanism of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures. Bull. N. Z. Nat. Soc. for Earthquake Engineering, 5(3), p. 63-88.

Kulkarni J. A. and Jangrid R. S., (2002). "Rigid body response of base-isolated structures". Journal of Structural Control, 9: 171-188.

Lopez Garcia, D. and Soong, T.T. (2003), "Seismic Vulnerability and Protection of Nonstructural Components". Joint NCREE/JRC Workshop International Collaboration on Earthquake Disaster Mitigation Research, 73-82, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.

Mayes, R. L., (2004). "Seismic retrofit of buildings with base isolation". Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. VIII SNIS Tlaxcala, México.

Naeim, F. y J. M., Kelly, (1999). "Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice", First Edition, John Wiley and Sons, New York.

Servicio Sismológico Nacional UNAM, Catálogo cien años de sismicidad en México. 2000.

Skinner, R. V., Robinson, W. H. and McVerry, G. H., (1994). "An Introduction to Seismic Isolation". John Wiley & Sons, New York, USA.

Taghavi, S. and E. Miranda (2003), "Response Assessment of Nonstructural Building Elements." *P. E. E. R. Center*, PEER Report 2003/05, 84 pp.

Ventura C.E., Liam-Finn W.D., Lord J.F. and Fujita N. (2003), "Dynamic characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurements and low level earthquake shaking", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 313-322.